





# LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE CORPI DI FABBRICATO DELLA SEDE DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE "OLIVETTI-CALLEGARI"

sito in Via Umago n. 18 – 48122 – Ravenna (RA)

## **Interventi Strutturali di Minore Rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità "Nuove Costruzioni Strutturali di Minore Rilevanza"**

ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), della relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019,  
dell'art. 94bis, comma 1, lett. b3, del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001, del D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri",  
del punto b3 dell'allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020 ,  
punto B.3 dell'allegato del D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020

## **COMMITTENTE**

### **PROVINCIA DI RAVENNA**

Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA)

Tel: +39 0544 258111 - PEC: provra@cert.provincia.ra.it

R.U.P.: Ing. Paolo Nobile

Tel: +39 0544 258150 - Email: pnobile@mail.provincia.ra.it

## **PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE** **Relazione Tecnico-Illustrativa dell'Intervento Strutturale**

<b>PROVINCIA DI RAVENNA – RUP. Ing. Paolo Nobile</b> Piazza dei Caduti per la Libertà n. 2 - 48121 - Ravenna (RA) Tel: +39 0544 258150 – Email: pnobile@mail.provincia.ra.it	<b>PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE</b> <b>Relazione Tecnico-Illustrativa dell'Intervento</b> <b>Strutturale</b>	15/06/2023	<b>PE_STR_01_REL.TEC_r.00</b>
		Verificato: Serpieri M.	Approvato: Sarti G.
		Cod. Comm. 22.12.10	pag. 1/185

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>13</b>
2.1 PER GLI ASPETTI GENERALI .....	13
2.2 PER GLI ASPETTI ARCHITETTONICI, URBANISTICI, EDILIZI, IGENICO-SANITARI .....	14
2.3 PER GLI ASPETTI STRUTTURALI E SISMICI .....	16
2.3.1 <i>NORMATIVA STRUTTURALE STORICA DI RIFERIMENTO</i> .....	16
2.3.2 <i>NORMATIVE STRUTTURALI ITALIANE E REGIONALI DI RIFERIMENTO</i> .....	16
2.3.2.1. NTC 2018 e Circolare Applicativa .....	16
2.3.2.2. Varie Nazionali e Regionali .....	17
2.3.2.3. CNR .....	21
2.3.3 <i>NORMATIVE STRUTTURALI INTERNAZIONALI DI RIFERIMENTO</i> .....	23
2.3.3.1. EUROCODICI .....	23
2.3.3.2. ALTRE NORMATIVE ESTERE INTERNAZIONALI DI RIFERIMENTO .....	25
2.3.4 <i>NORMATIVE PER GLI ASPETTI DI PREVENZIONE INCENDI E RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE</i> .....	25
2.4 PER GLI ASPETTI IMPIANTISTICI .....	27
<b>3. DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA E MODALITA' DI INTERVENTO .....</b>	<b>28</b>
3.1 DESCRIZIONE DEL PROGETTO STRUTTURALE DI INTERVENTO .....	28
3.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO DELL'INTERVENTO STRUTTURALE .....	34
<b>4. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI .....</b>	<b>45</b>
4.1 MATERIALI PER NUOVE STRUTTURE .....	45
4.1.1 <i>SPECIFICHE MECCANICHE DEI NUOVI MATERIALI</i> .....	47
4.2 PRESCRIZIONI PER DURABILITA' E PROTEZIONE AL FUOCO .....	50
4.3 PRESCRIZIONI PER CONTROLLI DI ACCETTAZIONE DI STRUTTURE REALIZZATE IN OPERA .....	51
4.4 NOTE VARIE ESECUTIVE/COSTRUTTIVE .....	52
<b>5. ANALISI DEI CARICHI ED AZIONI DI PROGETTO AGENTI SULLA COSTRUZIONE .....</b>	<b>69</b>
5.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	71
5.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE) .....	73
5.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	74
5.3.1 <i>CARICO TRAMEZZI INTERNI</i> .....	74
5.3.2 <i>CARICO TAMPONAMENTI ESTERNI</i> .....	74
5.4 CARICO DI SOLAIO .....	77
5.4.1 <i>CARICHI SUPERFICIALI SU SOLAI</i> .....	79
5.5 AZIONE NEVE .....	81



5.6	AZIONE VENTO .....	86
5.7	AZIONI TERMICHE .....	96
5.8	AZIONE SISMICA .....	99
5.8.1	RISCHIO SISMICO DEL SITO .....	99
5.8.2	ZONAZIONE SISMOGENETICA .....	101
5.8.3	PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO .....	106
5.8.4	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	119
5.8.4.1.	CRITERI DI BASE PER LA PROGETTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE .....	119
5.8.4.2.	VITA NOMINALE DELL'OPERA STRUTTURALE .....	121
5.8.4.3.	CLASSE D'USO DELL'OPERA STRUTTURALE .....	122
5.8.4.4.	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	123
5.8.4.5.	PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	123
5.8.4.6.	DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI .....	128
5.8.4.7.	GRAFICI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA .....	133
5.9	COMBINAZIONI DI CARICO .....	136
<b>6.</b>	<b>MODELLI NUMERICI STRUTTURALI FEM DI CALCOLO .....</b>	<b>140</b>
6.1	METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI .....	140
6.1.1	CRITERI DI MODELLAZIONE .....	140
6.1.2	CRITERI DI VERIFICA PER ANALISI LINEARI IN REGIME STATICO E SISMICO-DINAMICO .....	143
6.1.3	CRITERI DI VERIFICA PER ANALISI PUSHOVER IN REGIME SISMICO NON-LINEARE .....	144
6.2	MODELLI NUMERICI-STRUTTURALI FEM DI CALCOLO IMPIEGATI .....	146
6.2.1	M.A1.L.F – SLU+SLV – Corpo A – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI FESSURATE .....	147
6.2.2	M.A2.L.I – SLE+SLD – Corpo A – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE .....	149
6.2.3	M.A3.NL.I – GEO+EQU+UPL – Corpo A – MODELLO NON LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE .....	151
6.2.4	M.B1.L.F – SLU+SLV – Corpo B – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI FESSURATE .....	153
6.2.5	M.B2.L.I – SLE+SLD – Corpo B – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE .....	155
6.2.6	M.B3.NL.I – GEO+EQU+UPL – Corpo B – MODELLO NON LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE .....	157
6.3	VALUTAZIONE DELLA REGOLARITA' IN PIANTA .....	159
6.4	VALUTAZIONE DELLA REGOLARITA' IN ALTEZZA .....	160
6.5	VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SECONDO ORDINE .....	161
6.6	VALUTAZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO .....	161
6.7	MODELLAZIONE GEOMETRIA E PROPRIETA' MECCANICHE .....	163
6.8	MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI .....	163
6.9	MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	164
6.10	MODELLAZIONE DELLE AZIONI .....	167
6.11	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO .....	167
6.12	INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO .....	168

6.12.1	DESCRIZIONE DEL SOFTWARE SISMICAD .....	168
6.12.2	SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	168
6.12.3	VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO .....	173
6.12.4	VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO .....	174
6.12.5	VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN LEGNO .....	175
6.12.6	VERIFICA DELLE PARETI IN MURATURA .....	175
6.13	CONVENZIONE DEI SEGNI .....	176
6.13.1	CONVENZIONE DI SEGNO DELLE ASTE .....	176
6.13.2	CONVENZIONI DI SEGNO DEI GUSCI .....	179
6.14	GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITA' ED ACCETTABILITA' DEI RISULTATI .....	183
7.	RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI .....	184
8.	RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA STRUTTURALE .....	184
9.	RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI .....	184
10.	RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO .....	184
11.	PIANO DI MANUTENZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	184
12.	VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STRUTTURALE STATICO-SISMICO RAGGIUNTO, ED ASSEVERAZIONE CLASSE DI RISCHIO PRE-INTERVENTO (SDF) E POST-INTERVENTO (SDP) .....	185

## 1. PREMESSA

La presente relazione è tesa ad illustrare le caratteristiche e verifiche strutturali degli interventi edilizi e strutturali in progetto relativo a:

Progetto/Lavoro: LAVORI DI SOSTITUZIONE EDILIZIA DI DUE CORPI DI FABBRICATO DELLA SEDE DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE STATALE

"OLIVETTI-CALLEGARI"

Sito Intervento: Via Umago n. 18 – 48122 – Ravenna (RA)

Rif. Catastale:

Coordinate Geografiche (Datum WGS84 GPS): Lat. 44.416263° N, Long. 12.218787° E

Altitudine  $a_s$  = 1.29 m s.l.m.

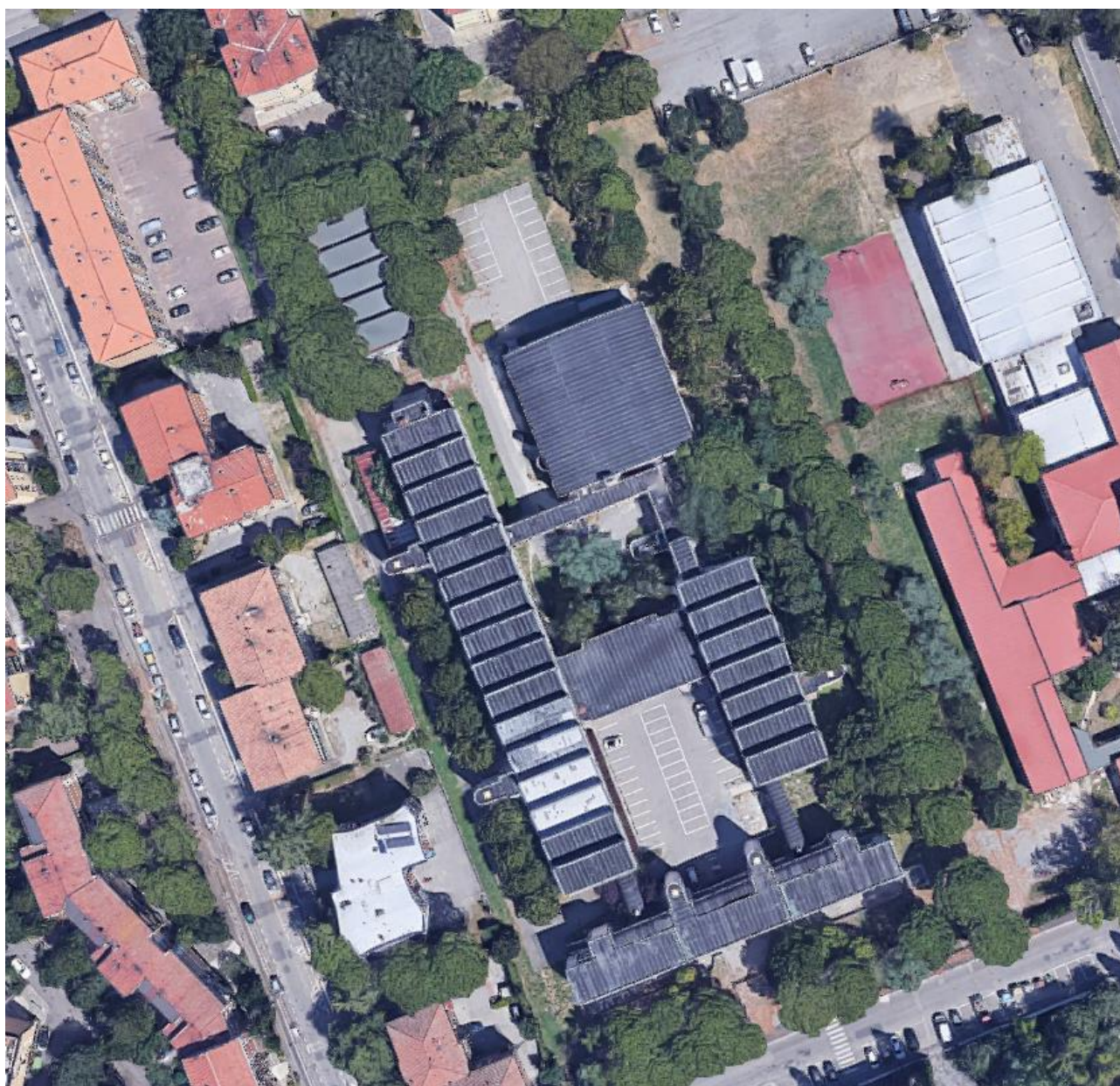
<https://goo.gl/maps/Q1ai7q83B5nMsGQx9>

Dal punto di vista normativo il complesso degli interventi strutturali previsti in progetto rientrano e sono classificabili (per le varie caratteristiche riportate nella presente relazione), ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), della relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019, dell'art. 94bis comma 1 lett. **b3** del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001, del D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri", del punto **b3** dell'allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020, punto **B.3** dell'allegato del D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020, nella categoria degli **Interventi Strutturali di Minore Rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità**, e più in particolare nella sottocategoria delle **Nuove Costruzioni Strutturali di Minore Rilevanza**, e quindi fra gli interventi strutturali soggetti a Deposito Sismico (ovvero senza processo autorizzativo dell'istruttoria).



*Figura 1 - Inquadramento geografico dell'area in oggetto di intervento – Stato di Fatto*





*Figura 2 - Inquadramento geografico dell'area in oggetto di intervento – Stato di Fatto*



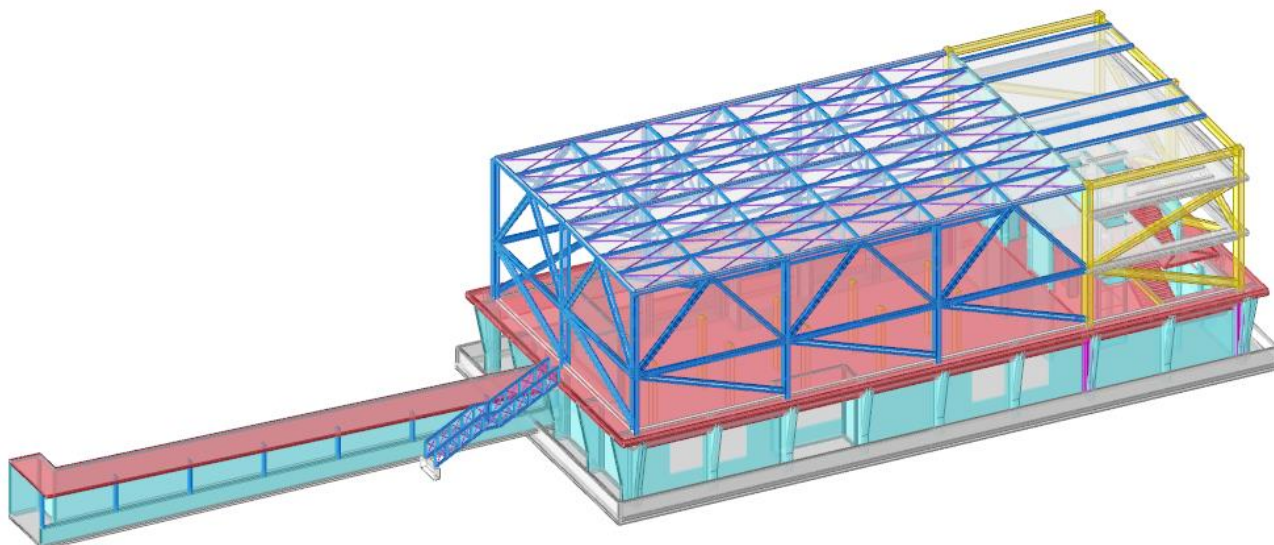


Figura 3 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A+B – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

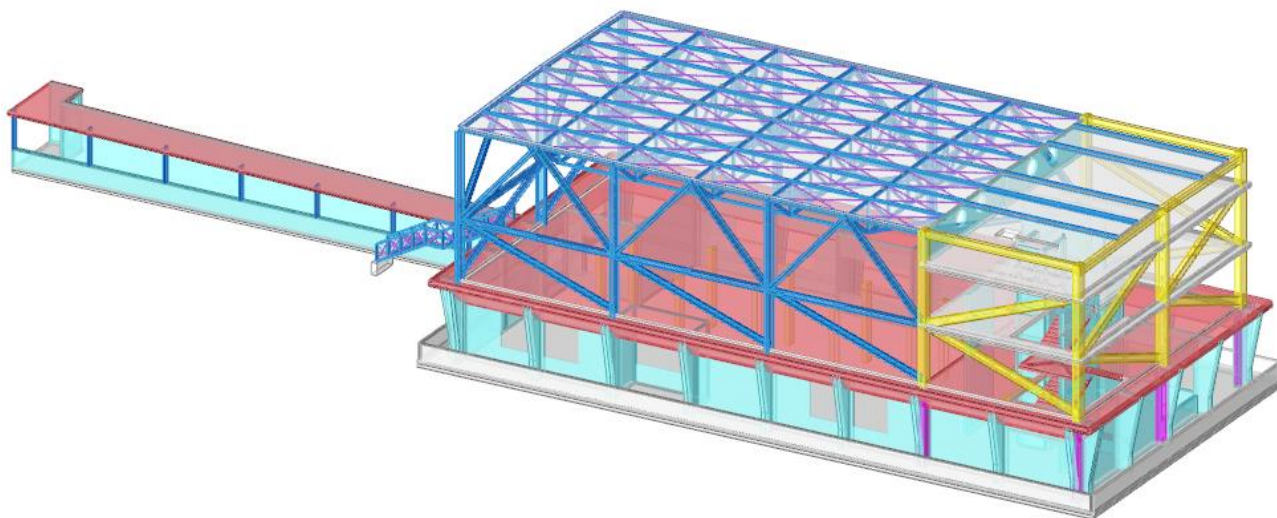


Figura 4 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A+B – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

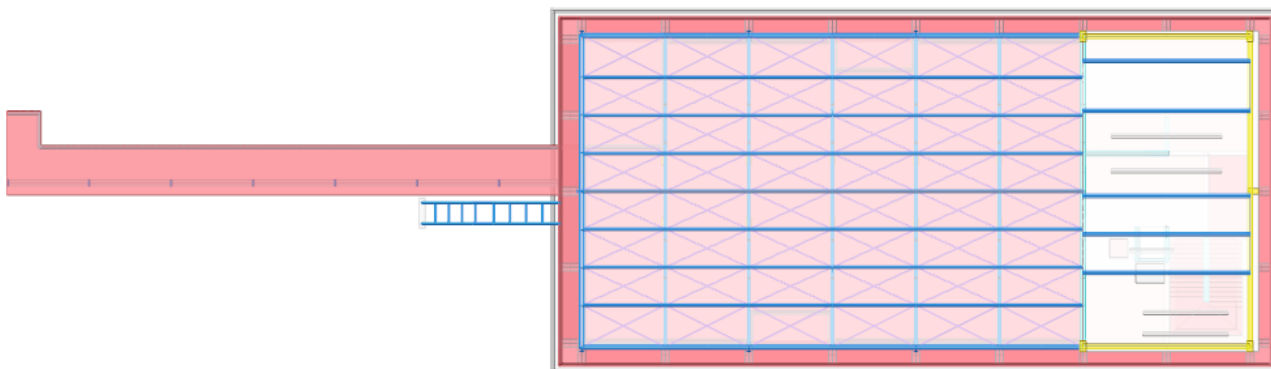


Figura 5 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A+B – Vista in Pianta – Stato di Progetto

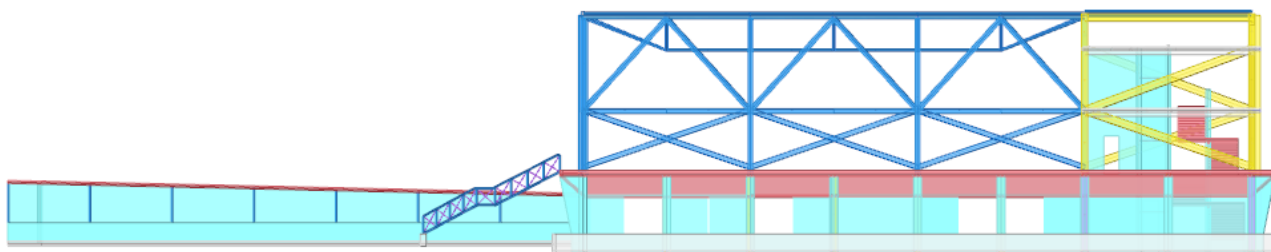


Figura 6 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A+B – Vista Prospettica Longitudinale – Stato di Progetto



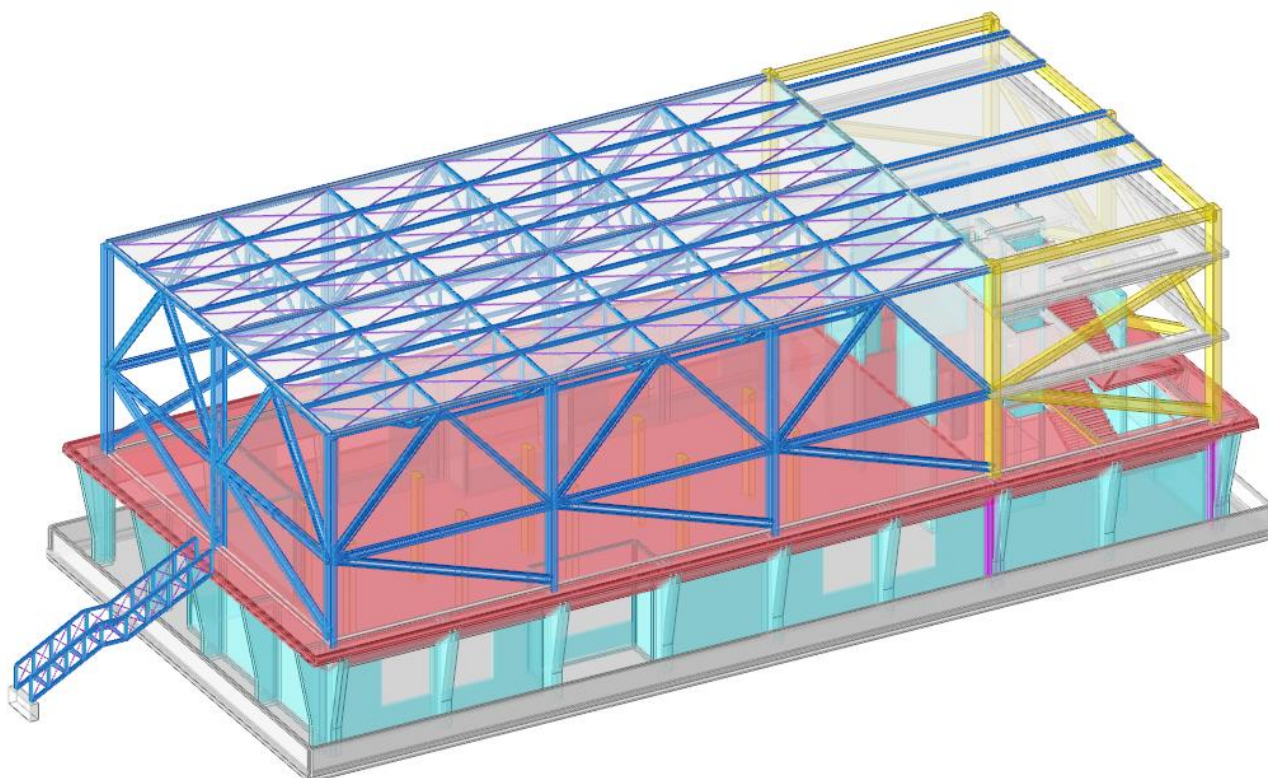


Figura 7 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

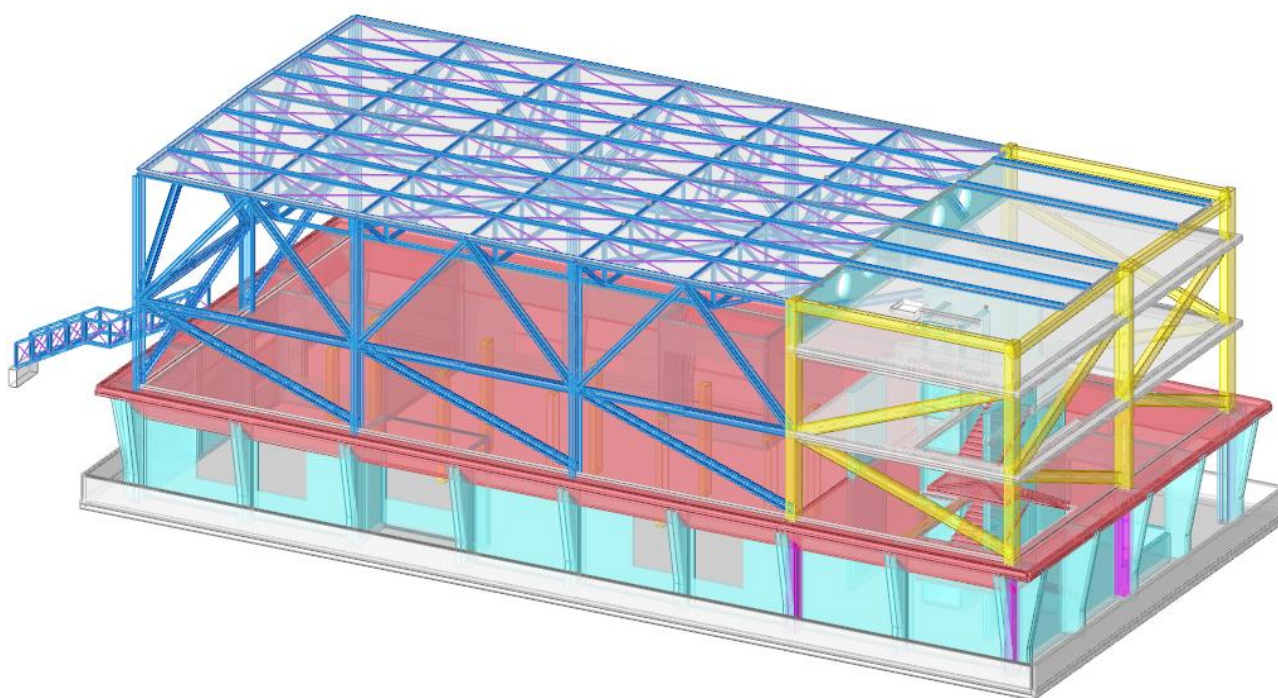


Figura 8 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista Assonometrica – Stato di Progetto



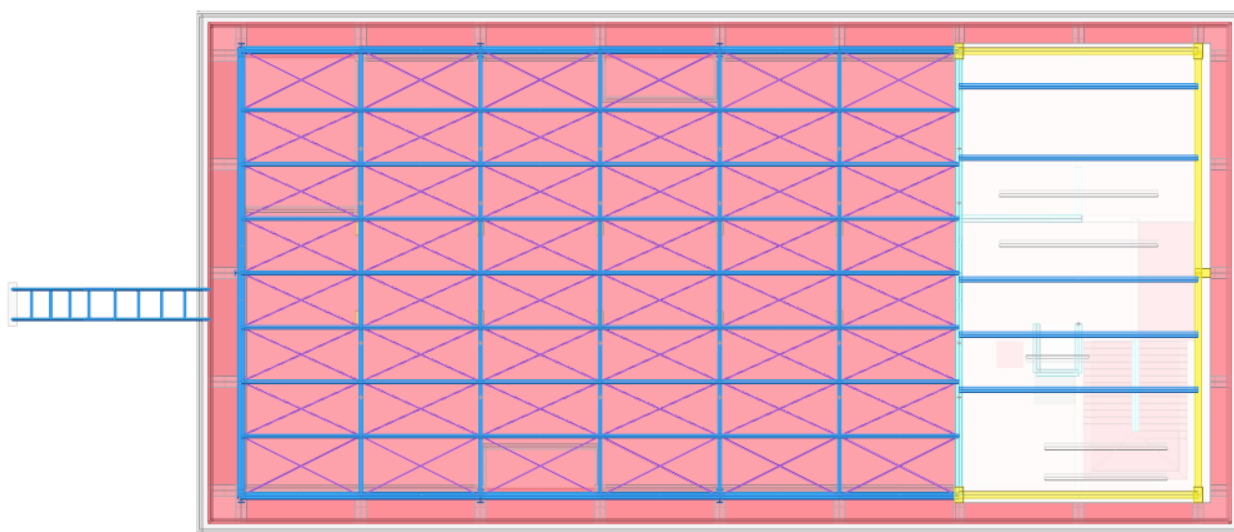


Figura 9 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista in Pianta – Stato di Progetto

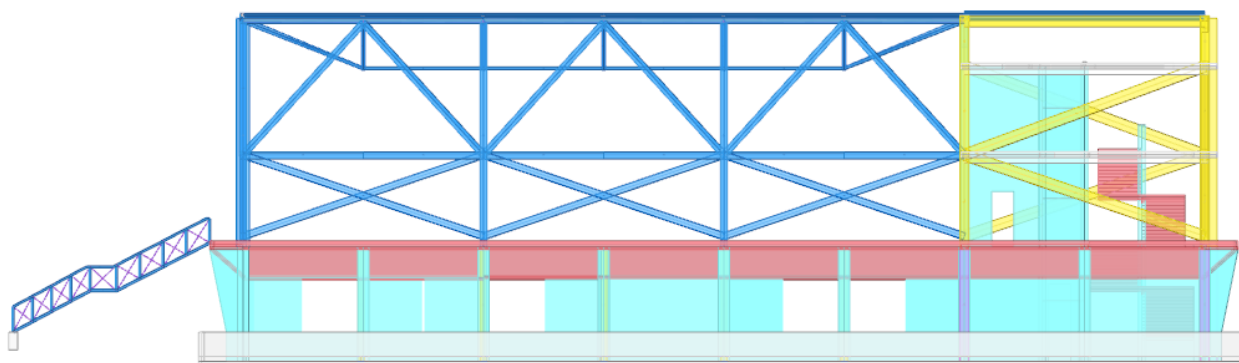


Figura 10 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista Prospettica Longitudinale – Stato di Progetto

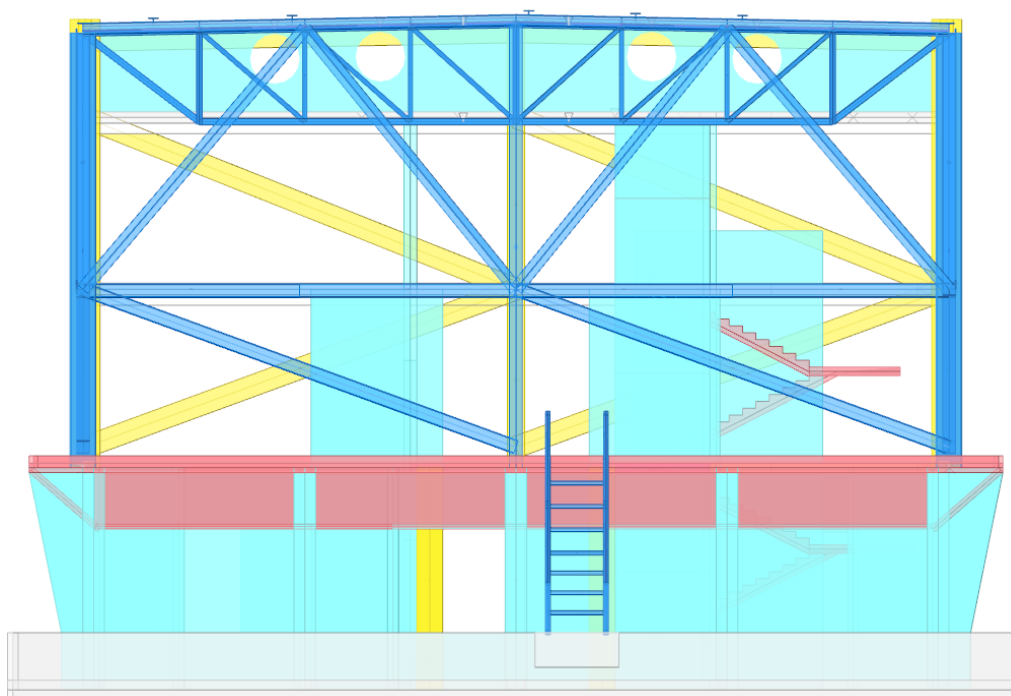


Figura 11 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista Prospettica Trasversale – Stato di Progetto

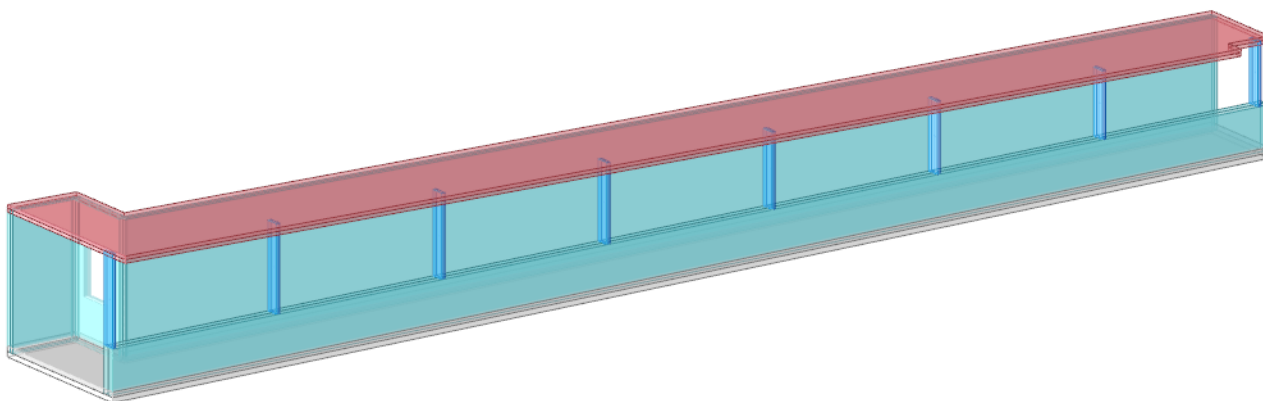


Figura 12 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo B – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

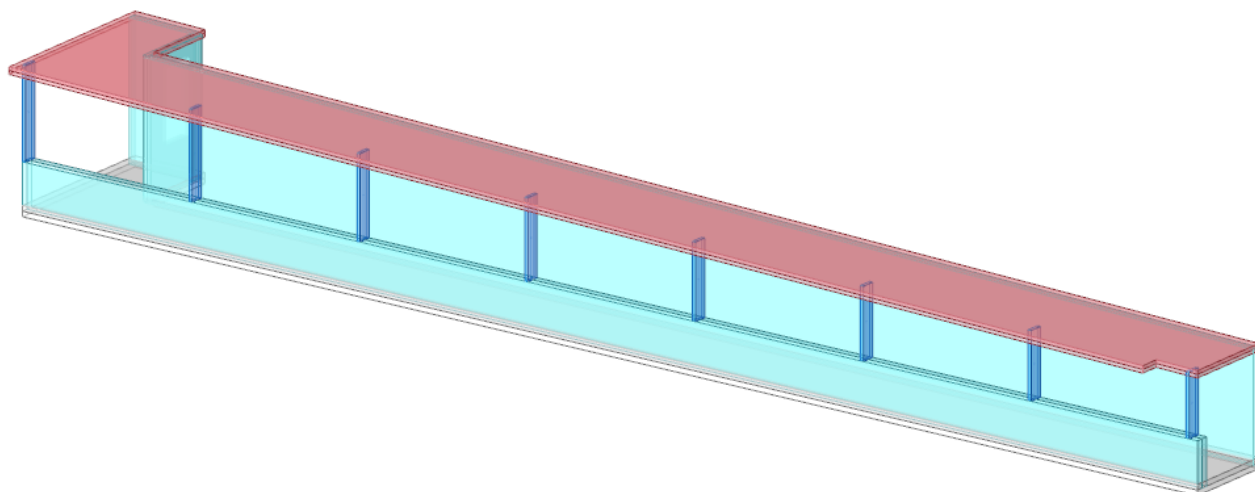


Figura 13 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo B – Vista Assonometrica – Stato di Progetto



Figura 14 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo B – Vista in Pianta – Stato di Progetto

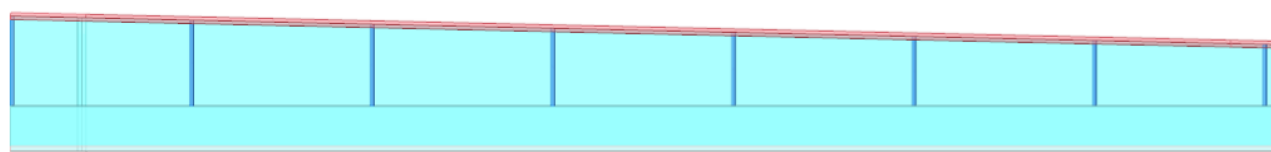


Figura 15 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo B – Vista Prospettica Longitudinale – Stato di Progetto

## 2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Si riportano elencate qui di seguito le normative tecniche di riferimento in ambito strutturale, intese anche come semplici fonti utili a chiarire aspetti non approfonditi nelle norme tecniche attualmente vigenti, ed esclusivamente qualora gli eventuali approfondimenti non siano in contrasto a quest'ultime.

La principale normativa tecnica di riferimento adottata per gli aspetti edilizi, urbanistici, territoriali, architettonici, paesaggistici, igienico-sanitari è principalmente quella riportata negli strumenti urbanistici ed attuativi dei piani territoriali/urbanistici del P.S.C., R.U.E. e prescrizioni A.U.S.L. del comune in cui viene presentato il progetto (e relative norme nazionali e piani/strumenti urbanistici correlati); mentre la normativa tecnica di riferimento adottata per gli aspetti strutturali è principalmente il **D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)** e la relativa **Circolare Applicativa alle NTC 2018 n. 7 del 21/01/2019**.

Tutti gli altri riferimenti normativi elencati qui di seguito, che non siano specificati e citati esplicitamente nel corpo e testo dei vari capitoli della presente relazione, sono esclusivamente a titolo indicativo; specialmente per quanto riguarda gli aspetti edilizi/architettonici, urbanistici, igienico-sanitari, impiantistici MEP (meccanici, termici, elettrici, idraulici) e di sicurezza sul cantiere e luoghi di lavoro (che non sono della presente specifica competenza ed ambito di progetto), per cui si rimanda ai relativi progetti impiantistici, piani di sicurezza e riferimenti normativi ivi riportati, prescritti e seguiti.

### 2.1 PER GLI ASPETTI GENERALI

- D.M.L.P. 145/2000 del 19/04/2000 e s.m.i. - Regolamento recante il capitolato generale d'appalto dei lavori pubblici, ai sensi dell'articolo 3, comma 5, della legge 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modifiche ed integrazioni (G.U. n. 131 del 7 giugno 2000)
- D.P.R. 554/1999 del 21/12/1999 e s.m.i. - Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici 11 febbraio 1994, n. 109, e successive modifiche ed integrazioni (G.U. n. 98 del 28 aprile 2000)
- DLGS n.163/2006 del 12 aprile 2006 - Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE (G.U. n. 100 del 2 maggio 2006)
- Le norme emanate dal C.N.R., le norme UNI, le norme C.E.I., le tabelle CEI-UNEL ed i testi citati nel presente Capitolato di Specifiche tecniche.
- DLGS n.50/2016 del 18 aprile 2016 – Codice dei Contratti Pubblici “Nuovo Codice Appalti” (G.U. n. 91 del 19 aprile 2016)
- D.P.R. n.380/2001 del 6 giugno 2001 e s.m.i. – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- DLGS n. 81/2008 del 09/04/2008 e s.m.i. - Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro – Testo unico sulla salute e sicurezza sul lavoro.
- Convenzione 167 - 1988 concernente la sicurezza e la salute nelle costruzioni
- Raccomandazioni 175 - 1988 concernente la sicurezza e la salute nelle costruzioni

- Norma ISO 16739:2013 - Industry Foundation Classes (IFC) per la condivisione dei dati nell'industria delle costruzioni e del facility management
- Direttiva n. 89/391/CEE del Consiglio del 12 giugno 1989, concernente l'attuazione di misure volte a promuovere il miglioramento della sicurezza e della salute dei lavoratori durante il lavoro.
- Direttiva n. 89/654/CEE del 30 novembre 1989, del Consiglio delle Comunità Europee, relativa alle prescrizioni minime di sicurezza e di salute per i luoghi di lavoro.
- Direttiva europea 2014/24/EU - del 26 febbraio 2014 sugli appalti pubblici e che abroga la direttiva 2004/18/CE
- Regolamento UE 305/11 del 09/03/2011 - che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio
- D.L.G.S. 16/06/17 n°106 - Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE

## 2.2 PER GLI ASPETTI ARCHITETTONICI, URBANISTICI, EDILIZI, IGENICO-SANITARI

- P.T.C.P. della Provincia di appartenenza fabbricato
- **P.S.C. del Comune di appartenenza fabbricato**
- **P.O.C. del Comune di appartenenza fabbricato**
- **R.U.E. del Comune di appartenenza fabbricato**
- **N.T.A del Comune di appartenenza fabbricato**
- P.A.I. autorità di Bacino di appartenenza fabbricato
- P.G.R.A. autorità di Bacino di appartenenza fabbricato
- **Regolamenti locali dell'AUSL della Provincia di appartenenza fabbricato**
- **D.P.R. n.380/2001 del 06/06/2001 e s.m.i.** - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **L.R. Emilia-Romagna n. 23/2004 del 21/10/2004 e s.m.i.** – Vigilanza e controllo dell'attività edilizia ed applicazione della normativa statale di cui all'articolo 32 del D.L. 30 Settembre 2003, N. 269, convertito con modifiche dalla Legge 24 Novembre 2003, N. 326
- **Circolare Emilia-Romagna PG2011\_312129 del 27-12-2011** - applicazione dell'art. 19-bis della l.r. 23 del 2004, relativo alla "Tolleranza costruttiva
- **Circolare Emilia-Romagna\_PG2018\_0410371 del 05-06-2018** – indicazione applicative in merito: alle tolleranze costruttive, alla verifica dello stato legittimo degli edifici da demolire, alla sanatoria di immobili soggetti a vincolo paesaggistico e al divieto di modificare la Modulistica Edilizia Regionale e di richiedere altra documentazione
- L.R. Emilia-Romagna n. 19/1998 del 03/07/1998 e s.m.i. - Norme in materia di riqualificazione urbana
- L.R. Emilia-Romagna n. 20/2000 del 24/03/2000 e s.m.i. - Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio

- L.R. Emilia-Romagna n. 19/2012 del 21/12/2012 e s.m.i. - Legge Finanziaria Regionale adottata a norma dell'articolo 40 della legge regionale 15 Novembre 2001, n. 40 in coincidenza con l'approvazione della legge di assestamento del bilancio di previsione per l'esercizio finanziario 2012 e del bilancio pluriennale 2012-2014. Primo provvedimento generale di variazione
- D.L. 42/2004 del 22/01/2004 - Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137 (G.U. n. 45 del 24 febbraio 2004, s.o. n. 28)
- D.L. 32/2019 del 18/04/2019 - Disposizioni urgenti per il rilancio del settore dei contratti pubblici, per l'accelerazione degli interventi infrastrutturali, di rigenerazione urbana e di ricostruzione a seguito di eventi sismici. (19G00040) (GU Serie Generale n.92 del 18-04-2019)
- DM n. 1444/1968 del 02/04/1968 - Limiti inderogabili di densità edilizia, di altezza, di distanza fra i fabbricati e rapporti massimi tra gli spazi destinati agli insediamenti residenziali e produttivi e spazi pubblici o riservati alle attività collettive, al verde pubblico o a parcheggi, da osservare ai fini della formazione dei nuovi strumenti urbanistici o della revisione di quelli esistenti, ai sensi dell'art. 17 della legge n. 765 del 1967.
- D.M. del 5 luglio 1975 - Modificazioni alle istruzioni ministeriali 20 giugno 1896, relativamente all'altezza minima ed ai requisiti igienico-sanitari principali dei locali di abitazione (G.u. n. 190 del 18 luglio 1975)
- L. n. 118/1971 del 30/03/1971 - Conversione in legge del decreto-legge 30 gennaio 1971, n. 5, e nuove norme in favore dei mutilati ed invalidi civili. (GU Serie Generale n.82 del 02-04-1971)
- L. n. 13/1989 del 09/01/1989 - Disposizioni per favorire il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati.
- D.M.L.P. n.236/1989 del 14/06/1989 - Prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica, ai fini del superamento e dell'eliminazione delle barriere architettoniche.
- L. 104/1992 del 05/02/1992 - Legge-quadro per l'assistenza, l'integrazione sociale e i diritti delle persone handicappate. (GU Serie Generale n.39 del 17-02-1992 - Suppl. Ordinario n. 30).
- D.P.R. 503/1996 del 24/07/1996 - Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici. (GU Serie Generale n.227 del 27-09-1996 - Suppl. Ordinario n. 160)
- D.M. 28/03/2008 - Linee guida per il superamento delle barriere architettoniche nei luoghi di interesse culturale. (GU Serie Generale n.114 del 16-05-2008 - Suppl. Ordinario n. 127)
- C 167/1988 del 20/06/1988 - ILO - Safety and Health in Construction Convention
- Racc. 175/1988 - ILO - Safety and Health in Construction Recommendation



## 2.3 PER GLI ASPETTI STRUTTURALI E SISMICI

### 2.3.1 NORMATIVA STRUTTURALE STORICA DI RIFERIMENTO

Si riportano qui di seguito le normative strutturali storiche di riferimento in adozione nelle varie epoche storiche sul territorio nazionale; in base all'anno di progettazione dei fabbricati sono state adottate le relative prescrizioni normative; ad **oggi risultano valide le sole NTC 2018**.

- D.M. 10/01/1907
- Decreto Presidenziale 15/05/1925
- Regio Decreto Legge n.1981/27 del 04/09/1927
- Regio Decreto Legge n. 2229/39 del 16/11/1939 - Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato.
- Legge n. 1086/71 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64/74 del 02/02/1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 23/07/1983 - Prima classificazione sismica dell'Emilia-Romagna (G.U. n. 231 del 24/08/1983)
- D.M. 24/01/1986 - Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche.
- D.M. 16/01/1996 - Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- D.M. 14/01/2008 (NTC 2008) - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- **D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)** - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni (**attualmente vigente**)

### 2.3.2 NORMATIVE STRUTTURALI ITALIANE E REGIONALI DI RIFERIMENTO

#### 2.3.2.1. NTC 2018 e Circolare Applicativa

- **NTC 2018 - Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" (pubblicato sul supplemento ordinario n. 8 alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).
- **Circolare Applicativa NTC 2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti C.S.LL.PP n. 7 del 21/01/2019** - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (Pubblicata su Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 35 del 11 febbraio 2019 - Serie generale)

### 2.3.2.2. Varie Nazionali e Regionali

- L.R. Emilia-Romagna n. 19/2008 del 30 ottobre 2008 - "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- D.P.R. n.380/2001 del 06/06/2001 e s.m.i. - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 1879/2011 del 19 dicembre 2011 – Approvazione dell'atto di indirizzo in merito alla definizione degli interventi di sopraelevazione, ampliamento e delle strutture compenetranti, ai fini dell'applicazione del paragrafo 8.4.1 delle NTC 2008 e della L.R. Emilia-Romagna n. 19/2008
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 2272/2016 del 21 dicembre 2016 - Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici e delle varianti in corso d'opera (I.P.R.I.P.I.), riguardanti parti strutturali, che non rivestono carattere sostanziale, ai sensi dell'articolo 9, comma 4, della L.R. Emilia-Romagna n. 19 del 2008.
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 828/2019 del 31 maggio 2019 - Conferma dell'individuazione degli interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità a fini sismici e delle varianti non sostanziali, nonché degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità assume rilievo per le finalità di protezione civile e rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso, ai sensi dell'art. 94-bis, comma 2, secondo periodo, del decreto del presidente della repubblica 6 giugno 2001, n. 380
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 924/2019 del 05 giugno 2019 - Integrazione alla propria deliberazione di Giunta regionale n. 828 del 31 maggio 2019
- L. 156/2019 del 12 dicembre 2019 - Conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 24 ottobre 2019, n. 123, recante disposizioni urgenti per l'accelerazione e il completamento delle ricostruzioni in corso nei territori colpiti da eventi sismici.
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 1934/2018 del 19 novembre 2018 – Approvazione di atto di indirizzo recante "standard minimi per l'esercizio delle funzioni in materia sismica e definizione del rimborso forfettario per le spese istruttorie relative alle autorizzazioni sismiche e ai depositi dei progetti strutturali, ai sensi della L.R. n. 19 del 2008.
- D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri" - Testo del decreto-legge 18 aprile 2019, n. 32 (in Gazzetta Ufficiale - Serie generale - n. 92 del 18 aprile 2019), coordinato con la legge di conversione 14 giugno 2019, n. 55 (in questa stessa Gazzetta Ufficiale alla pag. 1), recante: «Disposizioni urgenti per il rilancio del settore dei contratti pubblici, per l'accelerazione degli interventi infrastrutturali, di rigenerazione urbana e di ricostruzione a seguito di eventi sismici.». (19A03970) (GU Serie Generale n.140 del 17-06-2019)
- Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020 - Approvazione delle linee guida per l'individuazione, dal punto di vista strutturale, degli interventi di cui all'articolo 94-bis, comma 1, del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, nonché delle varianti di carattere non sostanziale per le quali non occorre il preavviso di cui all'articolo 93.

- D.G.R. Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020 - Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi strutturali in zone sismiche, di cui all'articolo 94-bis del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, in adeguamento alle linee guida approvate con il decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 30 aprile 2020"
- D.M. 58/2017 del 28/02/2017, D.M. 65/2017 del 07/03/2017, D.M. 24/2020 del 09/01/2020, D.M. 329/2020 del 06/08/2020 - (Sisma Bonus) e s.m.i. - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, relativi allegati e successive modifiche ed integrazioni"
- D.G.R. dell'Umbria n. 596/2020 del 16/07/2020 - Linee di indirizzo e procedure sulle funzioni in materia sismica (autorizzazione sismica, vigilanza e controllo di opere e costruzioni in zone sismiche) a seguito dell'introduzione dell'art. 94-bis del D.P.R. n. 380/01 e delle relative Linee Guida nazionali (decreto MIT del 30 aprile 2020).
- Regolamento Regionale regione Lazio n.26/2020 del 27/10/2020 – Regolamento regionale per la semplificazione e l'aggiornamento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico. Abrogazione del regolamento regionale 13 luglio 2016, n. 14 e successive modifiche
- Regolamento Regionale Lazio n. 7/2021 del 16/04/2021 - Modifiche al regolamento regionale 26 ottobre 2020, n. 26 (Regolamento regionale per la semplificazione e l'aggiornamento delle procedure per l'esercizio delle funzioni regionali in materia di prevenzione del rischio sismico. Abrogazione del regolamento regionale 13 luglio 2016, n. 14 e successive modifiche).
- L.R. n.1/2018 del 04/01/2018 e s.m.i. - Nuove norme per le costruzioni in zone sismiche nella Regione Marche
- D.G.R. Regione Marche n.975/2021 del 02/08/2021 – Linee guida per la disciplina delle attività svolte dalle strutture tecniche competenti per le costruzioni in zona sismica nella regione Marche.
- DDG Regione Sicilia n.334 del 19/05/2020 – Adeguamento dell'elencazione di cui al DDG n. 8/2020, conseguente al Decreto MIT del 30 aprile 2020 pubblicato nella G. U. Serie Generale n. 124 del 15maggio 2020.
- D.L. 34/2020 del 19 maggio 2020 - "Decreto Rilancio" – "Misure urgenti in materia di salute, sostegno al lavoro e all'economia, nonché di politiche sociali connesse all'emergenza epidemiologica da COVID-19" pubblicato sulla GU Serie Generale n. 128 del 19/05/2020 – Suppl. Ordinario n. 21
- Legge n.77/2020 del 17 luglio 2020 - "Superbonus 110%" (per conversione in legge del D.L. n. 34/2020 del 19/05/2020) - conversione in legge, con modificazioni, del decreto-legge 19 maggio 2020, n. 34, recante misure urgenti in materia di salute, sostegno al lavoro e all'economia, nonché di politiche sociali connesse all'emergenza epidemiologica da COVID-19. (20G00095)
- Linee Guida dell'Agenzia delle Entrate - SISMABONUS: Le detrazioni per gli interventi antisismici (Luglio 2019)
- Linee Guida dell'Agenzia delle Entrate - ECOBONUS: Le agevolazioni fiscali per il risparmio energetico (Marzo 2019)



- Linee Guida dell'Agenzia delle Entrate - SUPERBONUS 110% - Novità in materia di detrazioni per interventi di efficientamento energetico, sismabonus, fotovoltaico e colonnine di ricarica di veicoli elettrici (Luglio 2020)
- "Decreto Semplificazioni" D.L. n.76/2020 del 16/07/2020, convertito con L. n.120/2020 del 11/09/2020 - Misure urgenti per la semplificazione e l'innovazione digitale.
- "Decreto Semplificazioni BIS" D.L. n. 77/2021 del 31/05/2021 - Governance del Piano nazionale di ripresa e resilienza e prime misure di rafforzamento delle strutture amministrative e di accelerazione e snellimento delle procedure
- D.L. n.157/2021 del 11/11/2021 "Decreto Antifrode" - Misure urgenti per il contrasto alle frodi nel settore delle agevolazioni fiscali ed economiche.
- D.L. n.13/2022 del 25/02/2022 - Misure urgenti per il contrasto alle frodi e per la sicurezza nei luoghi di lavoro in materia edilizia, nonché sull'elettricità prodotta da impianti da fonti rinnovabili. (GU Serie Generale n.47 del 25-02-2022)
- Decreto M.I.T.E. del 14/02/2022 - Definizione dei costi massimi specifici agevolabili, per alcune tipologie di beni, nell'ambito delle detrazioni fiscali per gli edifici. (22A01629) (GU Serie Generale n.63 del 16-03-2022)
- NTC 2008 - Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 – Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 - Serie generale).
- Circolare Applicativa NTC 2008 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni (pubblicata sul supplemento ordinario alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 - Serie generale)
- Legge 5 novembre 1971 n° 1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n.11951/74 del 14 febbraio 1974 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- Legge n. 64/74 del 2 febbraio 1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 3 marzo 1975 - Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- D.M. 3 ottobre 1978 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 31 luglio 1979 n. 19581.
- Legge n. 1086/71 del 05/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Circolare M.LL.PP. 30 luglio 1981, n. 21745. "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma".
- Circolare M.LL.PP. 31 Ottobre 1986. "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche".

- D.M.LL.PP. 20 Novembre 1987. "Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- D.M.LL.PP. 11 Marzo 1988. "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M.LL.PP. 14 Febbraio 1992. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 9 gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16 gennaio 1996. "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- D.M. 16 gennaio 1996. "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare M.LL.PP. 4 luglio 1996, n.156 AA.GG./STC. "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- Circolare M.LL.PP. 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG/S.T.C. "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare M.LL.PP. 10 aprile 1997, n.65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
- Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO a all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni (direttiva del 12 ottobre 2007, pubblicata sul Suppl. Ord. N° 25 alla G.U. n° 24 del 29/1/2008).
- Ordinanza P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431 (G.U. 10.05.2005, n.85) – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive (Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici- Servizio Tecnico Centrale, Febbraio 2008).
- Circolare illustrativa prot. PG.2018.0226483 del 30 marzo 2018: "Prime indicazioni per il coordinamento dei procedimenti sismico ed edilizio. Chiarimenti sull'entrata in vigore delle nuove norme tecniche sulle costruzioni."
- Linee Guida C.S.LL.PP. del 24/07/2009. "Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP".

- Linee guida ReLUIS. "Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni".
- Linee Guida del 19/06/2012 del Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali. "Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici".
- D. Min. Infrastrutture 15 novembre 2011. "Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Modifica delle norme tecniche per le costruzioni in materia di utilizzo degli acciai B450A".
- D. Min. Infrastrutture 31 luglio 2012. "Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici".

### 2.3.2.3. CNR

- Norme CNR UNI 10012/85: Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni.
- Norme CNR UNI 10016/85: Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norme CNR UNI 10011/85: Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norme CNR UNI 10011/97. "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- Norme CNR UNI 10016/98. "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- Norme CNR UNI 10018/98: Apparecchi appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego.
- Norme CNR UNI 10025/98: Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo.
- Norme CNR UNI 10012/85. "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni".
- CNR-DT 200 R1/2013: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie"
- CNR-DT 201/2005: "Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"
- CNR-DT 202/2005: "Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Metalliche mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"
- CNR-DT 203/2006: "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato"
- CNR-DT 204/2006: "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo fibrorinforzato"
- CNR-DT 205/2007: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture realizzate con Profili Sottili Pultrusi di Materiale Composito Fibrorinforzato (FRP)"

- CNR-DT 206 R1/2018: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"
- CNR-DT 207/2008: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"
- CNR-DT 208/2011: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Alluminio"
- CNR-DT 209/2013: "Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni"
- CNR-DT 210/2013: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Costruzioni con Elementi Strutturali di Vetro"
- CNR-DT 211/2014: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Pavimentazioni di Calcestruzzo"
- CNR-DT 212/2013: "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti"
- CNR-DT 213/2015: "Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in Muratura"

### 2.3.3 NORMATIVE STRUTTURALI INTERNAZIONALI DI RIFERIMENTO

#### 2.3.3.1. EUROCODICI

- Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale UNI EN 1990
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
  - UNI EN 1991-1-1 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
  - UNI EN 1991-1-2 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
  - UNI EN 1991-1-3 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
  - UNI EN 1991-1-4 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
  - UNI EN 1991-1-5 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
  - UNI EN 1991-1-6 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
  - UNI EN 1991-1-7 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
  - UNI EN 1991-2 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
  - UNI EN 1991-3 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
  - UNI EN 1991-4 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
  - UNI EN 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 1992-1-2 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
  - UNI EN 1992-2 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
  - UNI EN 1992-3 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
  - UNI EN 1993-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
  - UNI EN 1993-1-2 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
  - UNI EN 1993-1-3 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo
  - UNI EN 1993-1-4 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili
  - UNI EN 1993-1-5 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
  - UNI EN 1993-1-6 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio
  - UNI EN 1993-1-7 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano
  - UNI EN 1993-1-8 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
  - UNI EN 1993-1-9 Parte 1-9: Fatica
  - UNI EN 1993-1-10 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
  - UNI EN 1993-1-11 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
  - UNI EN 1993-1-12 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700
  - UNI EN 1993-2 Parte 2: Ponti di acciaio
  - UNI EN 1993-3-1 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali
  - UNI EN 1993-3-2 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere – Ciminiere

- UNI EN 1993-4-1 Parte 4-1: Silos
- UNI EN 1993-4-2 Parte 4-2: Serbatoi
- UNI EN 1993-4-3 Parte 4-3: Condotte
- UNI EN 1993-5 Parte 5: Pali e palancole
- UNI EN 1993-6 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
    - UNI EN 1994-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
    - UNI EN 1994-1-2 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
    - UNI EN 1994-2 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti
  - Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
    - UNI EN 1995-1-1 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
    - UNI EN 1995-1-2 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
    - UNI EN 1995-2 Parte 2: Ponti
  - Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura
    - UNI EN 1996-1-1 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
    - UNI EN 1996-1-2 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
    - UNI EN 1996-2 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
    - UNI EN 1996-3 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
  - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
    - UNI EN 1997-1 Parte 1: Regole generali
    - UNI EN 1997-2 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
  - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
    - UNI EN 1998-1 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
    - UNI EN 1998-2 Parte 2: Ponti
    - UNI EN 1998-3 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
    - UNI EN 1998-4 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte
    - UNI EN 1998-5 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
    - UNI EN 1998-6 Parte 6: Torri, pali e camini
  - Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio
    - UNI EN 1999-1-1 Parte 1-1: Regole strutturali generali
    - UNI EN 1999-1-2 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio
    - UNI EN 1999-1-3 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica
    - UNI EN 1999-1-4 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo
    - UNI EN 1999-1-5 Parte 1-5: Strutture a guscio



## 2.3.3.2. ALTRE NORMATIVE ESTERE INTERNAZIONALI DI RIFERIMENTO

- BS 6399 Part 1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads
- BS 6399 Part 2: General actions - General actions - Wind actions
- BS 8110: Design of concrete structures
- BS EN 1991-1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire
- BS EN 1991-1-5: General actions - Thermal actions
- BS EN 1997-1:2005: Geotechnical design
- BS EN 1998-1:2005: Design of structures for earthquake resistance
- ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete (American Concrete Institute Standard)
- ANSI/AISC 360-16: Specification for structural steel buildings
- ASCE/ASI 7-05: "Minimum design Loads for buildings and other structures"
- GB5009/2012: China Code
- SEISMIC DESIGN CODE FOR DUBAI 2013: "Seismic analysis and design requirements for buildings"
- DUBAI WIND CODE 2013
- DM REGULATIONS 2006: Regulations of Building Conditions & Specifications

## 2.3.4 NORMATIVE PER GLI ASPETTI DI PREVENZIONE INCENDI E RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

- D.M. del 16 febbraio 1982: "Modificazioni del Decreto Ministeriale 27 settembre 1965 concernente la determinazione della attività soggette alle visite di prevenzione incendi"
- D.P.R. n.577 del 29 luglio 1982: "Approvazione del regolamento concernente l'espletamento dei servizi di prevenzione e vigilanza antincendi"
- Legge 7 dicembre 1984 n. 818: Nullaosta provvisorio per le attività soggette ai controlli di prevenzione incendi, modifica degli Artt. 2 e 3 della legge 4 marzo 1982, n.66 e norme integrative dell'ordinamento del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco
- D.M. 16 maggio 1984, n.246: "Norme di sicurezza antincendio per gli edifici di civile abitazione"
- D.P.R. n.37 del 4 maggio 1998: "Regolamento recante disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi, a norma dell'articolo 20, comma 8 della legge 15 marzo 1997, n.59"
- D.M. del 4 maggio 1998: "Disposizioni relative alle modalità di presentazione ed al contenuto delle domande per l'avvio dei procedimenti di prevenzione incendi, nonché all'uniformità dei connessi servizi resi dai Comandi Provinciali dei Vigili del Fuoco"
- D.M. del 10 marzo 1998: "Criteri generali di sicurezza antincendio e per la gestione dell'emergenza nei luoghi di lavoro"
- D.Lgs.n.626/94: "Norme per la salute e sicurezza dei lavoratori sui luoghi di lavoro" e successive modifiche e integrazioni

- D.Lgs.n.493 del 14/8/96: "Attuazione direttiva CEE per la segnaletica di sicurezza"
- D.M. del 09 marzo 2007: "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco".
- Direttiva 89/106/CEE del 21/12/1988, relativa al ravvicinamento delle disposizioni legislative e regolamentari degli Stati membri concernenti i prodotti da costruzione (DPR n. 246/93 - regolamento di attuazione)
- D.M. 16/02/2007, recante classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione
- UNI EN 1991-1-2 - Eurocodice 1- Azioni sulle strutture - Parte 1-2 Azioni sulle strutture esposte all'incendio
- EUROCODICI – Tutte le parti prescrittive a riguardo del fuoco
- D.M. 9/05/2007 recante direttive per l'attuazione dell'approccio ingegneristico alla sicurezza antincendio
- D.M. 03/08/2015 – Codice prevenzione incendi - Approvazione di norme tecniche di prevenzione incendi, ai sensi dell'articolo 15 del decreto legislativo 8 marzo 2006, n. 139. (15A06189) (GU Serie Generale n.192 del 20-08-2015 - Suppl. Ordinario n. 51)
- Disposizioni del locale Comando dei VV.F. in merito alla prevenzione incendi



## 2.4 PER GLI ASPETTI IMPIANTISTICI

Tutti i riferimenti normativi elencati qui di seguito in ambito impiantistico sono esclusivamente a titolo indicativo.

Per quanto riguarda gli aspetti impiantistici MEP (termici, meccanici, elettrici, idraulici) e di sicurezza sul cantiere e luoghi di lavoro (che non sono della presente specifica competenza ed ambito di progetto) si rimanda ai relativi progetti impiantistici, piani di sicurezza e riferimenti normativi ivi riportati, prescritti e seguiti.

- Legge 10/91 del 09/01/1991 - Norme per l'attuazione del Piano energetico nazionale in materia di uso nazionale dell'energia, di risparmio energetico e di sviluppo delle fonti rinnovabili di energia
- Lgs 192/2005 del 19/08/2005 e s.m.i. - Attuazione della direttiva (UE) 2018/844, che modifica la direttiva 2010/31/UE sulla prestazione energetica nell'edilizia e la direttiva 2012/27/UE sull'efficienza energetica, della direttiva 2010/31/UE, sulla prestazione energetica nell'edilizia, e della direttiva 2002/91/CE relativa al rendimento energetico nell'edilizia (G.U. 23 settembre 2005, n. 222)
- D.M. n. 37/2008 del 22/01/2008 e s.m.i. - Regolamento concernente l'attuazione dell'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a) della legge n. 248 del 2005, recante riordino delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici (G.U. n. 61 del 12 marzo 2008)
- DM 26/06/2015 - Applicazione delle metodologie di calcolo delle prestazioni energetiche e definizione delle prescrizioni e dei requisiti minimi degli edifici. (15A05198) (GU Serie Generale n.162 del 15-07-2015 - Suppl. Ordinario n. 39)
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 967/2015 del 20/07/2015 - Approvazione dell'atto di coordinamento tecnico regionale per la definizione dei requisiti minimi di prestazione energetica degli edifici (artt. 25 e 25-bis L.R. 26/2004 e s.m.)
- D.G.R. Emilia-Romagna n. 1715/2016 del 24/10/2016 - Modifiche all'Atto di coordinamento tecnico regionale per la definizione dei requisiti minimi di prestazione energetica degli edifici" di cui alla deliberazione di Giunta regionale n. 967 del 20 luglio 2015
- Regolamento UE 305/11 del 09/03/2011 - che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio
- D.L.G.S. 16/06/17 n°106 - Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE
- Norma CEI 64-8
- D.P.R. n. 462/2001 del 22/10/2001 - Regolamento di semplificazione del procedimento per la denuncia di installazioni e dispositivi di protezione contro le scariche atmosferiche, di dispositivi di messa a terra di impianti elettrici e di impianti elettrici pericolosi. (G.U. n. 6 del 8 gennaio 2002)

### **3. DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA E MODALITA' DI INTERVENTO**

#### **3.1 DESCRIZIONE DEL PROGETTO STRUTTURALE DI INTERVENTO**

L'intervento strutturale in progetto consiste (in ottemperanza alle richieste del committente ed in congruenza con il progetto architettonico) in:

- **Costruzione nuovo Edificio Principale: Scuola/Palestra (Denominato Corpo A)**
- **Costruzione nuovo Edificio Secondario: Tunnel di collegamento (Denominato Corpo B)**

Tali due fabbricati sono composti da due distinte strutture, giuntate in elevazione (scollegate ed indipendenti) fra loro sismicamente e staticamente (realizzate previa demolizione dell'edificio esistente).

L'unico collegamento fra i due corpi fabbrica è a livello di fondazione (in platea), mentre in elevazione vi è totale sconnessione strutturale.

Il Corpo A possiede una sagoma in pianta circa rettangolare, iscrivibile entro un rettangolo di dimensioni circa 47.20 x 23.60 m.

Il Corpo B possiede una sagoma in pianta circa rettangolare, iscrivibile entro un rettangolo di dimensioni circa 37.09 x 4.85 m

Le strutture che costituiscono i due corpi fabbrica indipendenti sono a tipologia strutturale mista acciaio e c.a.; per ulteriori info e dettagli in merito alla tipologia strutturale impiegata si vedano gli elaborati grafici esecutivi strutturali allegati.

Esigenza fondamentale dal punto di vista della sicurezza strutturale ed antisismica per un edificio è **possedere un'adeguata sicurezza, rigidezza, resistenza, robustezza, capacità portante, dissipativa energetica e duttilità strutturale con buona escursione in campo plastico** nei confronti delle **varie azioni statiche** (gravitative permanenti, sovraccarichi accidentali variabili, termiche, incendio) **e dinamiche** (sisma, vento) **agenti sulla struttura** nel corso della sua vita utile, nonché **possedere adeguata durabilità ed eco-compatibilità "green"** con buone percentuali di materiali recuperati/riciclati e recuperabili/riciclabili/riutilizzabili a fine vita utile.

Nell'ottica di **mitigare efficacemente la vulnerabilità sismica dell'edificio e garantire un'elevata capacità prestazionale della struttura sotto tutti i vari aspetti tecnici** elencati (elevate richieste prestazionali per tali edifici pubblici) si adotta una **sistema costruttivo con schema/tipologia strutturale mista acciaio-c.a.**, che combina le massime performance, caratteristiche e punti di forza di entrambi i materiali adottati.

Le lavorazioni, fasi esecutive e strutture dell'edificio sono così organizzate:

#### **SCAVI**

Non sono state definite opere provvisorie di contenimento terra/scavo, in quanto non sono necessarie per sostenere gli esigui scavi richiesti per impostare la fondazioni a piccole di profondità dal piano di campagna e non a ridosso di edifici e/o confini del lotto (ove sarebbe necessario uno scavo a scarpata verticale non fattibile senza sistemi di protezione/presidio), difatti la tipologia di terreno presente in sito (di tipo coesivo con

elevato angolo di attrito interno ( $\varphi=32^\circ$ ) è in grado di autosostenersi fino all'esigua profondità di scavo richiesta (nel caso in esame -1.40 m) con semplici sbancamenti a scarpata inclinata di  $45\sim60^\circ$  sull'orizzontale (nel caso in esame si è adottata inclinazione della scarpata di  $59^\circ$  sull'orizzontale), con limitati ingombri delle scarpate (vista bassa profondità di scavo), che si possono eseguire sull'area oggetto di intervento, in quanto vi è il necessario spazio e distanza dai confini del lotto.

Il confine del lotto dell'area di intervento è posizionato dalla zona scavo per la realizzazione delle fondazioni ad una distanza maggiore di  $d=h/\tan\varphi = 140/\tan 32^\circ = 224$  cm, che rappresenta l'ingombro massimo della scarpata inclinata nella condizione peggiore in assenza di coesione (scarpata disposta a favore di sicurezza con inclinazione sull'orizzontale pari all'angolo d'attrito del terreno).

Non risulta infatti necessario un calcolo di stabilità per i motivi suddetti, in quanto per definizione della teoria geotecnica quanto si esegue uno scavo con inclinazione pari all'angolo di attrito interno del terreno che si va a scavare lo scavo si autosostiene per definizione stessa di come è definito l'angolo di attrito interno del terreno.

Su alcuni libri si trova spesso la spiegazione dell'angolo di resistenza a taglio (angolo di attrito interno), come angolo di natural declivio, vale a dire il massimo angolo di inclinazione per cui un pendio realizzato dall'accumulo di un dato materiale risulta stabile.

Nel suo stato ultimo, esso coincide con l'angolo di riposo (o angolo di natural declivio).

Il terreno presente in sito però presenta anche una buona coesione, che in tale conteggio semplificato non è stata presa in considerazione e che aumenta il coeff. di sicurezza della stabilità dello scavo e possibilità di inclinare maggiormente sull'orizzontale la scarpata.

Per i motivi suddetti si può ritenere lo scavo a scarpata con inclinazione pari a  $59^\circ$  rispetto all'orizzontale (sbancamento verticale pari a  $H=140$  cm con una base orizzontale pari a  $B=84$  cm) uno scavo del tutto sicuro e verificato dal punto di vista geotecnico e stabilità dei pendii, in quanto è presente anche una buona coesione del terreno.

La pianificazione e gestione delle opere di scavo (di piccola entità, in quanto non risultano presenti interrati particolari) l'organizzazione e gestione del cantiere sarà pianificato solamente in seguito all'aggiudicazione dei lavori da parte dell'impresa esecutrice, durante la fase di redazione del progetto costruttivo, e comunque prima dell'inizio dei lavori, secondo le disposizioni del D.L. strutturale in accordo con impresa esecutrice e progettista strutturale, nonché con le specifiche esigenze di tempistiche, modi e richieste del cliente. L'impresa costruttrice, a seguito dell'appalto dei lavori, potrà scegliere e proporre in base al proprio Know-How delle soluzioni e varianti specifiche al caso (soluzioni che ovviamente dipendono e variano per ogni impresa) che dovranno essere controllate, revisionate, accettate e validate dal cliente in accordo con il D.L. Strutturale e Progettista Strutturale prima dell'inizio lavori.

L'impresa esecutrice che si aggiudicherà l'appalto dei lavori fornirà quindi il relativo Piano di Sicurezza e Coordinamento (PSC) e Piano Operativo Sicurezza (POS), in cui saranno indicate le procedure delle varie lavorazioni impiegate, per la demolizione dei fabbricati esistenti, scavi, messa in sicurezza delle varie lavorazioni.

## **DEMOLIZIONI**

Particolare attenzione è da prestarsi per le demolizioni delle strutture esistenti da svolgersi in prossimità (o in adiacenza/aderenza, con o senza continuità strutturale) di altri edifici (o porzioni) da non demolirsi e su cui mantenere la funzionalità dei servizi.

In tali casi si dovrà agire con le dovute attenzioni di cantiere ed in maniera analoga a quando si demoliscono edifici storici all'interno di aggregati edilizi e confinanti in aderenza su più fronti con altri edifici.

Per demolire tali strutture esistenti in sicurezza è necessario creare una preliminare disconnessione strutturale in prossimità di tutta l'altezza e lunghezza di prospicenza fra edificio da mantenersi ed edificio da demolirsi, in modo da non trasmettere le sollecitazioni e vibrazioni della demolizione all'altra parte di struttura da mantenersi. Tale disconnessione strutturale avverrà tramite il taglio manuale (o con piccoli mezzi meccanici) di solai e travi che continuano e trasmettono le sollecitazioni in prossimità della zona da disgiungere, in seguito si andrà a demolire con mezzi meccanici più pesanti (esempio escavatori con pinze) tutta la porzione esistente da rimuovere. Infine, l'ultima parte rimasta da demolirsi in prossimità del fabbricato da mantenersi (che potrebbe essere anche nel caso più ostico fisicamente collegata in continuità strutturale all'edificio da mantenersi) avverrà manualmente e/o con piccoli mezzi meccanici, avanzando in maniera controllata e se necessario con impiego di presidi di sicurezza nei confronti del crollo e ribaltamento pareti/elementi verso edificio da mantenersi in servizio anche durante le operazioni di demolizione.

Il tutto sarà eseguito previa preliminare verifica di sicurezza strutturale, specie in caso di vera continuità strutturale (e non semplice aderenza) di elementi orizzontali (quali travi, solai) fra edificio da demolirsi e quello da mantenersi.

Vibrazioni, stabilità/sicurezza scavi, trivellazioni, demolizioni, costruzioni: durante tutte le varie fasi esecutive/costruttive dell'opera ed operazioni di cantiere (quali demolizioni, scavi terreno, trivellazioni, realizzazione fondazioni, costruzioni delle opere, ecc...) è necessario (a cura e responsabilità dell'impresa esecutrice) garantire la sicurezza degli operai, della struttura in demolizione/costruzione, degli scavi e terreno, ed edifici esistenti limitrofi.

Per garantire ciò l'impresa esecutrice dei lavori è obbligata a rispettare tutte le necessarie prescrizioni normative ed esecutive riportate nel progetto strutturale, nonché i criteri costruttivi indicati dalla D.L. Strutturale.

Per evitare danneggiamenti, fessurazioni, lesioni di vario tipo ad eventuali edifici esistenti limitrofi l'impresa esecutrice dovrà svolgere tutte le operazioni di cantiere con sistemi e tecnologie costruttive atte a ridurre al minimo le vibrazioni ed impatto sugli edifici limitrofi e terreno di fondazione; monitorando anche le vibrazioni, spostamenti/cedimenti del terreno limitrofo per individuare e segnalare alla D.L. Strutturale eventuali situazioni critiche, in modo da intervenire tempestivamente con soluzioni proposte dalla D.L. Strutturale e condivise con l'impresa.

**COSTRUZIONI****STRUTTURE DI FONDAZIONE**

- Liv. FF: Fondazioni superficiali a platea in c.a., con la presenza di una soletta in c.a. di completamento e collegamento disposta sopra iglù li livellamento, che forma il solaio di Liv. 00

**STRUTTURE INTERRATE**

- non presenti

**STRUTTURE IN ELEVAZIONE**

**VERTICALI PORTANTI STATICHE** (funzione di rigidezza e resistenza ai carichi statici verticali gravitativi)

- da Liv. 00 a Liv. 01: pilastri e pareti/setti/nuclei in c.a.
- da Liv. 01 a Liv. 04: pilastri in carpenteria metallica

**VERTICALI CONTROVENTAMENTO SISMICO DI PARETE** (funzione di rigidezza, resistenza e duttilità a carichi dinamici orizzontali sismici e vento)

- da Liv. 00 a Liv. 01: pareti/setti/nuclei in c.a.
- da Liv. 01 a Liv. 04: controventi a K e  $\Lambda$  in carpenteria metallica, e diagonali in c.a. sui soli campi necessari

**ORIZZONTALI PORTANTI STATICHE** (funzione di rigidezza e resistenza ai carichi statici verticali gravitativi)

- a Liv. 01: solaio a soletta piena in c.a.
- a Liv. 02, Liv. 03: solaio a soletta piena in c.a. alleggerito
- a Liv. 04: solaio di copertura composto da travi reticolari in carpenteria metallica a nodi rigidi (saldati), con sovrastanti arcarecci secondari incernierati (bullonati), con sovrastanti pannelli sandwich

**ORIZZONTALI CONTROVENTAMENTO SISMICO DI PIANO** (funzione di rigidezza, resistenza e duttilità a carichi dinamici orizzontali sismici e vento)

- a Liv. 01: solaio a soletta piena in c.a.
- a Liv. 02, Liv. 03: solaio a soletta piena in c.a. alleggerito
- a Liv. 04: controventi concentrici a diagonale tesa attiva costituiti da tiranti metallici (a sezione circolare tondini) a croci X di Sant'Andrea sui soli campi necessari

**COLLEGAMENTI STRUTTURALI**

- Collegamenti strutturali locali e nodali duttili fra i vari elementi (acciaio-acciaio, e acciaio-c.a.), realizzati mediante apposite connessioni nodali in acciaio in grado di garantire elevata duttilità e robustezza, anche nei confronti delle azioni dinamiche sismiche cicliche.

Tutti i collegamenti sono realizzati (ove e se necessario e possibile, come sulle travi reticolari di di copertura) con nodi rigidi, a grado di vincolo interno reciproco di continuità materiale (mutuamente incastrate fra loro), ovvero in grado di trasferire con continuità tutte le componenti delle caratteristiche di sollecitazione  $N_x$  ( $F_1$ ),  $T_y$  ( $F_2$ ),  $T_z$  ( $F_3$ ),  $M_t$  ( $M_1$ ),  $M_y$  ( $M_2$ ),  $M_z$  ( $M_3$ ), condizione ottenuta tramite adeguati collegamenti nodali a scomparsa, che offrono anche buona prestazione antincendio.

La struttura così concepita presenta (correttamente) elevata rigidezza, resistenza e media massa sismica sul tronco da Liv. 00 a Liv. 01, costituendo quindi una scatola in c.a., con elevata presenza di pilastri e setti in c.a. che assolvono alla funzione di controventamento sismico e portanza del solaio a soletta piena in c.a. di



Liv. 01 (calpestio palestra) di elevato sovraccarico accidentale; mentre la palestra ad ampi spazi liberi e senza pilastri centrali e copertura è costituita da strutture in carpenteria metallica (acciaio) a bassa massa sismica, coerente con il principio antisismico di alleggerimento salendo verso le parti alte dell'edificio, e quindi minimizzando gli effetti sismici indotti.

La leggerezza strutturale della parte alta, intrinseca delle strutture metalliche, meno massive rispetto a quelle in c.a., comportano minori masse sismiche (di piano e pareti) in eccitazione e movimento durante l'evento sismico, pertanto si hanno minori energie ed azioni sismiche inerziali sviluppate ed agenti in ingresso sulla struttura (a parità di accelerazione  $a$ , con minori masse  $m$ , si hanno minori forze sismiche  $F$  in base alla seconda legge della dinamica  $F=m \cdot a$ ), e quindi minori correlate sollecitazioni/tensioni/deformazioni/danni indotti da sisma.

Per migliorare ed ottimizzare la risposta antisismica complessiva le strutture verticali di controventamento sismico di parete sono state concentrate in corrispondenza dei vani scala/ascensore (nuclei controventanti) e sulle zone perimetrali dell'edificio, nonché bilanciate nelle due direzioni ortogonali, minimizzando eccentricità fra baricentro masse e rigidezze (e conseguenti lesivi effetti sismici torsionali); in modo da creare una buona, uniforme, bilanciata rigidezza rotazionale, e traslazionale nelle due direzioni (e conseguente buona correlata risposta sismica).

L'impiego di un sistema sismo-resistente localizzato nelle puntuali strutture controventanti ad elevata rigidezza e duttilità strutturale garantisce la concentrazione delle sollecitazioni/deformazioni/dissipazione/danni strutturali indotti da sisma in aree predefinite e prevedibili, offrendo vantaggi nella limitazione spaziale dei possibili danneggiamenti dei componenti strutturali principali, secondari e non strutturali, con conseguente (in caso di elevato danneggiamento per sisma severo) agevole riparazione tramite poco invasivi e facili localizzati interventi di ripristino/consolidamento/rinforzo, con indubbi vantaggi economici e logistici.

Tali strutture verticali di controventamento sismico sono inoltre adeguatamente collegate ai controventi orizzontali di piano, in modo da assorbire correttamente le azioni da esse trasmesse.

L'insieme di tali accorgimenti progettuali, schemi strutturali e tipologia costruttiva adottata mitiga attivamente il rischio sismico, improntando la progettazione razionalmente fin dal principio, mediante la scelta delle più opportune soluzioni progettuali strutturali atte a limitare gli effetti sismici.

Per garantire le medio-elevate prestazioni antincendio richieste su tali tipologie di edifici pubblici con strutture miste acciaio-c.a. si adotta un adeguato copriferro sugli elementi in c.a. (con costi trascurabili), mentre per le componenti in carpenteria metallica si impiegano (ove possibile) adeguati pannelli ignifughi in calcio-silicato (pannelli protettivi REI); e nei restanti pochi casi in cui l'elemento metallico risulta in vista l'impiego di vernici intumescenti trasparenti con adeguati spessori appositamente progettati, atti a garantire un elevato livello prestazionale di resistenza al fuoco.

Il sistema costruttivo a secco proposto si fonda su un approccio saggio alla costruzione edile in grado di soddisfare opportuni standard prestazionali in termini di tempi di realizzazione, convenienza economica,

comfort, salubrità, durabilità ed eco-efficienza, sicurezza sismica, sostenibilità, eco-compatibilità, flessibilità e personalizzazione, efficienza e pulizia del cantiere.

Il sistema a secco in acciaio consente inoltre una gestione precisa dei tempi di realizzazione, un ridotto impiego di risorse, con conseguente drastica riduzione dei materiali di scarto. A questi si aggiungono, la facile integrazione di sistemi isolanti ed impianti, che permette di soddisfare ampiamente i requisiti energetici, acustici e di resistenza al fuoco richiesti, nonché la possibilità di riutilizzo dei componenti e di riciclo completo del materiale, da cui ne scaturisce la competitività delle costruzioni in acciaio anche in termini di sostenibilità ambientale.

La struttura così configurata nel suo complesso è dotata, per le proprie caratteristiche intrinseche dei materiali acciaio-c.a. adottati, di un alto profilo prestazionale sotto tutti gli aspetti collegati alle esigenze specifiche del fabbricato, nonché per la rispondenza ai criteri di progettazione statica, antisismica ed in termini di durabilità e resistenza al fuoco.

La struttura non è regolare né in pianta né in altezza, la tipologia strutturale considerata è di tipo **non dissipativa** con **schema strutturale a pareti in c.a. non accoppiate fino al piano primo, mentre ai piani superiori la struttura in c.a. prosegue e si collega ed interagisce in modo misto con la struttura in carpenteria metallica (acciaio) con sistema a controventi a K e Λ.**

Il **fattore di comportamento** adottato nelle analisi numeriche è stato quindi assunto (a favore di sicurezza) pari a  **$q=1.00$**  per tale tipologia di struttura non dissipativa ed altamente complessa e mista.

Gli stati limite indagati sono: SLO, SLD ed SLV (in condizione sismica) e SLE R, SLE F, SLE QP, SLU (in condizione statica).

La verifica dei tamponamenti risulta implicitamente soddisfatta essendo prescritto il rispetto dei dettagli costruttivi previsti dalle attuali vigenti norme tecniche strutturali in materia per le costruzioni in zona sismica.

Le fondazioni garantiscono uno stato tensionale sul piano di posa compatibile la pressione ultima derivante dalle caratteristiche meccaniche adottate per la modellazione del terreno.

Il modello numerico di calcolo strutturale FEM, implementato per il dimensionamento e la verifica delle strutture, è costituito da elementi finiti monodimensionali tipo "beam" per quanto riguarda travi e pilastri (in c.a. e metallici), ed elementi finiti bidimensionali tipo "piastra" e "setto" per quanto riguarda la modellazione dei solai di impalcato a piastra bidirezionale e la modellazione di setti e pareti in c.a.

I modelli FEM considerando l'interazione fra terreno, sottostruttura e sovrastruttura, valutando anche i cedimenti fondali.

Per il dimensionamento e le verifiche delle strutture sono state utilizzate le azioni derivanti dall'analisi della costruzione, applicando i criteri della scienza delle costruzioni.

Le azioni sono state assegnate come carichi concentrati, lineari e di superficie uniformemente distribuiti, applicati direttamente agli elementi mono e bidimensionali che formano le varie tipologie di strutture.

### 3.2 INQUADRAMENTO NORMATIVO DELL'INTERVENTO STRUTTURALE

Dal punto di vista normativo il complesso degli interventi strutturali previsti in progetto rientrano e sono classificabili (per le varie caratteristiche riportate nella presente relazione), ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), della relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019, dell'art. 94bis comma 1 lett. **b3** del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001, del D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri", del punto **b3** dell'allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020, punto **B.3** dell'allegato del D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020, nella categoria degli **Interventi Strutturali di Minore Rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità**, e più in particolare nella sottocategoria delle **Nuove Costruzioni Strutturali di Minore Rilevanza**, e quindi fra gli interventi strutturali soggetti a Deposito Sismico (ovvero senza processo autorizzativo dell'istruttoria).



Si riporta qui di seguito un estratto delle attuali normative vigenti (*ai sensi del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018), della relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019, dell'art. 94bis del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001, del D.L. 32/2019 del 18 aprile 2019 - "Sblocca Cantieri", dell'allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020, dell'allegato del D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020*) sugli interventi strutturali relativi a fabbricati esistenti e nuovi, in modo da meglio comprendere gli elementi necessari per una corretta analisi.

## 8.4. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di riparazione o locali:** interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- **interventi di miglioramento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- **interventi di adeguamento:** interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Per i beni di interesse culturale ricadenti in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

### 8.4.1. RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

### 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ .

**8.4.3. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,80$ .

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.

**C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Le NTC confermano le tre categorie di intervento previste dalle precedenti norme: *riparazione o intervento locale, miglioramento, adeguamento*, elencandole in ordine inverso rispetto al D.M. 14. gennaio 2008, ciò al fine di ricollocare gli interventi di riparazione o locali ed il miglioramento in una meglio articolata scansione logica ed operativa<sup>2</sup>.

**C8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

Ricadono in questa categoria gli interventi che non alterano significativamente il comportamento globale della costruzione; l'obiettivo sulla base del quale è valutata l'ammissibilità dell'intervento è un aumento della sicurezza di almeno una porzione della costruzione, ovvero, nel caso di danni subiti, quello del mantenimento o dell'incremento dell'originaria efficacia strutturale della porzione danneggiata.

In tale categoria rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari). In particolare gli interventi di rinforzo devono privilegiare lo sviluppo di meccanismi duttili o comunque migliorare la duttilità locale, così da favorire lo sviluppo della duttilità di insieme della struttura.

Il ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra i singoli componenti o tra parti di essi o la realizzazione di nuovi collegamenti (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti, chiodature tra elementi lignei di una copertura o di un solaio, tra componenti prefabbricati) ricadono in questa categoria.

Infine, la modifica di una parte limitata della struttura (ad es. l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi) può rientrare in questa categoria, a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi non modifichi significativamente rigidità, resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e capacità di deformazione della struttura.

La relazione illustrativa dei lavori deve riportare i risultati delle indagini conoscitive svolte, le carenze strutturali riscontrate, la descrizione dei lavori e i risultati attesi, affermando e, se necessario, dimostrando che l'intervento non ha modificato in senso negativo il comportamento degli altri elementi della costruzione e di tutta la costruzione nel suo insieme.

Per questa categoria di intervento non è richiesta la valutazione della sicurezza globale dell'opera ma, nel caso di rafforzamento locale finalizzato al miglioramento del funzionamento di elementi strutturali o alla limitazione di meccanismi di collasso, è richiesta la valutazione della variazione del livello locale di sicurezza.



#### **C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

L'intervento di miglioramento è finalizzato a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione.

In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò può avvenire, ad esempio, impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

L'intervento di miglioramento può essere effettuato nei confronti anche soltanto di alcune categorie di azioni quali, indicativamente ma non esaustivamente, le azioni del vento, le azioni sismiche, le azioni gravitazionali, fermi restando gli obblighi indicati al § C.8.3.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$  a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II

<sup>2</sup>È opportuno che gli interventi in progetto siano primariamente finalizzati all'individuazione e all'eliminazione o riduzione di carenze e criticità locali che possano incidere sulla capacità strutturale, per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della costruzione nel suo complesso. Interventi mirati all'eliminazione di specifiche criticità locali, pur con opere di modesto impatto economico e senza alterare sistemi d'equilibrio venutisi a creare nel tempo, possono infatti produrre aumenti sensibili della sicurezza

il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

Nel miglioramento mediante l'impiego di isolatori sismici, si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico; per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore di  $\zeta_E$  deve essere assunto almeno pari a 1,0. Inoltre, nel valutare la domanda di spostamento nei dispositivi e nei giunti sismici, il periodo proprio fondamentale del sistema isolato deve essere determinato tenendo conto opportunamente dell'elongazione del periodo proprio della sovrastruttura a seguito delle eventuali plasticizzazioni, in relazione al valore di  $\zeta_E$  ad essa attribuito.

#### **C8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

L'intervento di adeguamento ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione così come specificati nel § 8.4.3 delle NTC.

Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle NTC. Non è necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) previste per le costruzioni nuove.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro  $\zeta_E$ ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% (caso c) del § 8.4.3 delle NTC è ammesso un valore minimo di  $\zeta_E$  pari a 0,8. È assimilabile a tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d).

Per gli edifici esistenti in muratura, particolarmente quelli storici, in cui il regime delle sollecitazioni è frutto della sovrapposizione delle vicende statiche subite dalla costruzione nel tempo, la previsione degli effetti degli interventi sul comportamento strutturale risulta estremamente difficile. Per questo motivo, è conveniente limitare l'alterazione dello stato di fatto per non creare situazioni di esito incerto; particolare cautela deve pertanto essere adottata nel caso di interventi di tipo a), b) e d).

In merito all'ultimo capoverso del § 8.4.3 delle NTC, esso stabilisce che non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni b), c), d) od e) di cui allo stesso §8.4.3, solo nel caso di "variazione dell'altezza dell'edificio" causata dalla realizzazione di cordoli sommitali oppure causata da variazioni della copertura, che non comportino incrementi di superficie abitabile significativi dal punto di vista strutturale. Infatti, la ratio di tale disposizione è di permettere nelle situazioni citate, ferme restando le norme urbanistiche ed i regolamenti edilizi locali, la realizzazione di interventi di possibile beneficio strutturale, senza dover necessariamente adeguare l'intera costruzione.

**Art. 94-bis del D.P.R. 380/2001 del 06/06/2001**

(articolo introdotto dall'art. 3, comma 1, legge n. 55 del 2019)

1. Ai fini dell'applicazione delle disposizioni di cui ai capi I, II e IV della parte seconda del presente testo unico, sono considerati, nel rispetto di quanto previsto agli articoli 52 e 83:

**a) interventi "rilevanti" nei riguardi della pubblica incolumità:**

(lettera così modificata dall'art. 9-quater delle legge n. 156 del 2019)

- 1) gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti nelle località sismiche ad alta sismicità (Zona 1) e a media sismicità (Zona 2, limitatamente a valori di accelerazione ag compresi fra 0,20g e 0,25g);
- 2) le nuove costruzioni che si discostino dalle usuali tipologie o che per la loro particolare complessità strutturale richiedano più articolate calcolazioni e verifiche, situate nelle località sismiche, ad eccezione di quelle a bassa sismicità (zone 3 e 4);
- 3) gli interventi relativi ad edifici di interesse strategico e alle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, nonché relativi agli edifici e alle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso, situati nelle località sismiche, ad eccezione di quelle a bassa sismicità (zone 3 e 4);

**b) interventi di "minore rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità:**

(lettera così modificata dall'art. 9-quater delle legge n. 156 del 2019)

- 1) gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti nelle località sismiche a media sismicità (zona 2, limitatamente a valori di ag compresi fra 0,15 g e 0,20 g) e zona 3);
- 2) le riparazioni e gli interventi locali sulle costruzioni esistenti, compresi gli edifici e le opere infrastrutturali di cui alla lettera a), numero 3);
- 3) le nuove costruzioni che non rientrano nella fattispecie di cui alla lettera a), n. 2);
- 3-bis) le nuove costruzioni appartenenti alla classe di costruzioni con presenza solo occasionale di persone e edifici agricoli di cui al punto 2.4.2 del decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018;

**c) interventi "privi di rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità:**

- 1) gli interventi che, per loro caratteristiche intrinseche e per destinazione d'uso, non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità.

2. Per i medesimi fini del comma 1, il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, d'intesa con la Conferenza Unificata di cui all'articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281, definisce, entro sessanta giorni dalla data di entrata in vigore della legge di conversione del decreto-legge 18 aprile 2019, n. 32, le linee guida per l'individuazione, dal punto di vista strutturale, degli interventi di cui al medesimo comma 1, nonché delle varianti di carattere non sostanziale per le quali non occorre il preavviso di cui all'articolo 93. Nelle more dell'emanazione delle linee guida, le regioni possono confermare le disposizioni vigenti.

Le elencazioni riconducibili alle categorie di interventi di minore rilevanza o privi di rilevanza, già adottate dalle regioni, possono rientrare nelle medesime categorie di interventi di cui al comma 1, lettere b) e c). A seguito dell'emanazione delle linee guida, le regioni adottano specifiche elencazioni di adeguamento alle stesse.

3. Fermo restando l'obbligo del titolo abilitativo all'intervento edilizio, non si possono iniziare lavori relativi ad interventi "rilevanti", di cui al comma 1, lettera a), senza preventiva autorizzazione del competente ufficio tecnico della regione, in conformità all'articolo 94.

4. Fermo restando l'obbligo del titolo abilitativo all'intervento edilizio, e in deroga a quanto previsto all'articolo 94, comma 1, le disposizioni di cui al comma 3 non si applicano per lavori relativi ad interventi di "minore rilevanza" o "privi di rilevanza" di cui al comma 1, lettera b) o lettera c).

5. Per gli stessi interventi, non soggetti ad autorizzazione preventiva, le regioni possono istituire controlli anche con modalità a campione.

6. Restano ferme le procedure di cui agli articoli 65 e 67, comma 1, del presente testo unico.

## Allegato del Decreto M.I.T. del 30 aprile 2020

### Tipologie di interventi.

#### a) Interventi «rilevanti» nei riguardi della pubblica incolumità.

La macro-categoria a), in termini di carattere generale, comprende quelle categorie di interventi i quali, per caratteristiche strutturali, dimensioni, forma e materiali impiegati, possono comportare, in caso di fallimento, un elevato rischio per la pubblica incolumità e per l'assetto del territorio. Si tratta in sostanza, come si vedrà nel seguito - dove verrà trattata ogni singola categoria prevista per questo punto a) - di opere o interventi che richiedono la corretta applicazione dei principi che regolano la scienza e la tecnica delle costruzioni, dei criteri posti a base delle norme tecniche, della modellazione delle strutture e dei più aggiornati software di calcolo; presupposti necessari per la progettazione di opere le quali, si ribadisce, pur nell'ambito dell'approccio probabilistico alla sicurezza valido in generale per tutte le costruzioni, devono fornire più solide e attendibili garanzie sulla corretta impostazione progettuale. Per questo motivo, peraltro, i progetti delle predette opere devono essere sottoposti a più accurati controlli.

#### **1 - Interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti nelle località sismiche ad alta sismicità (zona 1) e a media sismicità (zona 2, limitatamente a valori di accelerazione ag compresi fra 0,20 g e 0,25 g).**

Sono compresi in questa categoria, gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, in tutte le località del territorio nazionale nelle quali siano attesi, in caso di sisma, valori dell'accelerazione massima su suolo rigido  $a_g$  (espressa come percentuale di  $g$ ) superiori a 0,20  $g$ . Il motivo per cui i predetti interventi sono stati inseriti nella macro-categoria a), e' da ricercarsi nella particolare complessità insita in un progetto di significativo miglioramento ovvero di adeguamento di una costruzione esistente, quando i predetti interventi siano necessari per ottemperare ai casi previsti dalle norme tecniche o per usufruire delle agevolazioni previste dalla legge di stabilità 11 dicembre 2016, n. 232, art. 1, comma 2-septies, cosiddetto «sismabonus». In questi casi infatti la progettazione dell'intervento non può prescindere da una approfondita conoscenza delle caratteristiche strutturali, da una precisa diagnosi delle eventuali criticità, da un'accurata conoscenza della modellazione di calcolo nonché dei materiali e delle moderne tecnologie di consolidamento.

Appare opportuno precisare, in questa sede, che il valore dell'accelerazione massima da considerare ai fini dell'applicazione delle disposizioni tecnico-amministrative di cui all'art. 3 della legge n. 55 del 14 giugno 2019, e' il valore dell'accelerazione su suolo rigido con superficie topografica orizzontale come definito dalle norme tecniche al § 3.2 e riferito ad un sisma con tempo di ritorno di 475 anni.

#### **2 - Nuove costruzioni che si discostino dalle usuali tipologie o che per la loro particolare complessità strutturale richiedano più articolate calcolazioni e verifiche.**

Per comprendere appieno i criteri di appartenenza a questa categoria di opere, e' bene precisare, preliminarmente, cosa si intende per «usuali tipologie», quelle cioè che si ritrovano, nel seguito, nella categoria b), n. 3).

Ai fini dell'applicazione delle disposizioni di cui ai capi I, II e IV della parte II del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001, sono in generale considerate usuali tipologie tutti gli interventi realizzati con i materiali ed i sistemi costruttivi disciplinati dalle norme tecniche; un elemento discriminante ai fini dell'attribuzione di un intervento a questa categoria a), n. 2) non può essere quindi il materiale impiegato, anche se diverso dal calcestruzzo armato o acciaio o muratura tradizionale, quale ad esempio il legno, l'alluminio, il calcestruzzo fibrorinforzato o altri materiali compositi; anche le dimensioni, magari notevoli, di una costruzione non costituiscono di per sé un elemento discriminante, atteso che una costruzione di notevoli dimensioni può essere molto semplice nella sua concezione strutturale, mentre costruzioni anche di modesta entità potrebbero essere caratterizzate da una eccezionale complessità strutturale, tale da richiedere una particolare modellazione di calcolo ed una particolare conoscenza dei legami costitutivi dei materiali (si veda, per restare nell'esempio precedente, un edificio molto alto e snello, concepito in modo tale da rispondere positivamente ad una eventuale azione sismica mediante l'impiego di una serie di accorgimenti strutturali quali l'utilizzo di dissipatori o isolatori sismici, l'assunzione di fattori di struttura  $q_0$  molto elevati o che si discostino sensibilmente da quelli suggeriti dalle norme tecniche nella tabella 7.3.II, la previsione di una massa accordata in sommità, etc.).

In definitiva, l'elemento discriminante che può far appartenere una costruzione alla categoria a) delle costruzioni rilevanti per la pubblica incolumità e' da ricercarsi nella particolare e non usuale concezione strutturale.



Per citare degli esempi, in una elencazione assolutamente non esaustiva ma solo indicativa, si può pensare ad edifici caratterizzati da un rapporto tra l'altezza e la minore dimensione in pianta superiore a 3, a ciminiere, a torri, a serbatoi e silos, a complesse strutture idrauliche o marittime, a particolari strutture strallate che non siano i ponti (questi ultimi rientrano infatti nella successiva categoria a), n. 3), a costruzioni industriali caratterizzate dalla presenza di grandi macchine che inducono rilevanti sollecitazioni dinamiche, a costruzioni dotate di isolatori sismici o dissipatori, a opere geotecniche di contenimento del terreno complesse e di altezza significativa.

**3 - Interventi relativi ad edifici di interesse strategico e alle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, nonché relativi agli edifici e alle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un loro eventuale collasso.**

Sono compresi nella presente categoria tutte le nuove costruzioni e tutti gli interventi eseguiti sulle costruzioni esistenti, situati nelle località sismiche, attribuibili alle classi d'uso III e IV di cui al § 2.4.2 delle norme tecniche, realizzate nelle zone ad alta sismicità (zona 1) e media sismicità (zona 2), escluse quindi quelle a bassa sismicità (zone 3 e 4). Ai soli fini della individuazione delle tipologie, possono costituire utile riferimento gli elenchi A e B di cui all'allegato 1 al decreto del Dipartimento della Protezione civile 21 ottobre 2003, sia che trattasi di interventi a competenza statale che non.

Le regioni confermano o modificano eventuali propri elenchi già adottati, coerentemente con le presenti linee guida.

**b) Interventi di «minore rilevanza» nei riguardi della pubblica incolumità.**

La macro-categoria b), in termini di carattere generale, comprende quelle categorie di interventi caratterizzati da una concezione strutturale più facilmente riconducibile alle fattispecie previste dalle norme tecniche e/o dalla letteratura di settore, che richiedono quindi sufficienti e comuni conoscenze tecniche; si tratta di opere e interventi per le quali, nell'ambito dell'approccio probabilistico alla sicurezza valido in generale per tutte le costruzioni, e' plausibile attendersi sufficienti garanzie sulla corretta impostazione progettuale. Per tali interventi, non soggetti ad autorizzazione preventiva, le regioni possono istituire controlli anche con modalità a campione.

**1) Interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti nelle località sismiche a media sismicità (zona 2, limitatamente a valori di PGA compresi fra 0,15 g e 0,20 g) e zona 3.**

Sono compresi in questa categoria, gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, in tutte le località del territorio nazionale nelle quali siano attesi, in caso di sisma, valori dell'accelerazione massima su suolo rigido ag (espressa come percentuale di g), minori o uguali a 0,20 g. Essendo collocati in zone caratterizzate da minori sollecitazioni sismiche, la progettazione dei predetti interventi, pur richiedendo sempre una precisa diagnosi delle eventuali criticità, raggiunge più facilmente le finalità di miglioramento o adeguamento, con soluzioni e tecnologie ben conosciute. Per tale motivo, in sostanza, gli interventi di adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, nella zona 2, con valori di ag compresi fra 0,15 e 0,20 g e, ovviamente, nelle zone 3 (bassa sismicità) e 4 (bassissima sismicità), non sono soggetti a preventiva autorizzazione sismica.

**2) Riparazioni ed interventi locali sulle costruzioni esistenti.**

Come e' noto, il capitolo 8 delle norme tecniche, al § 8.4.1 prevede la fattispecie «Riparazione o intervento locale». Le caratteristiche di tale tipo di intervento sono ampiamente definite dallo stesso § 8.4.1 delle norme tecniche e dal corrispondente § C8.4.1 della circolare 21 gennaio 2019, n. 7, ai quali si rimanda.

**3) Nuove costruzioni che non rientrano nella fattispecie di cui alla lettera a), n. 2).**

Richiamando quanto già espresso nell'ambito della categoria a), n. 2), rientrano nella presente categoria tutte le nuove costruzioni «usuali», realizzate con i materiali ed i sistemi costruttivi disciplinati dalle norme tecniche, indipendentemente dalle dimensioni. Si tratta in sostanza di tutte le costruzioni che non rientrano nella categoria a), n. 2), in quanto possono essere progettate con una buona conoscenza dei principi che regolano la scienza e la tecnica delle costruzioni, dei criteri posti a base delle norme tecniche, della modellazione delle strutture e dei comuni software di calcolo.

Per citare degli esempi, si può pensare alle opere appartenenti alla classe d'uso II, ad edifici regolari in pianta e in elevazione, oppure edifici non regolari in pianta e/o in elevazione ma caratterizzati da un rapporto tra l'altezza e la



minore dimensione in pianta non superiore a 3, ad opere di sostegno prive di particolari complicazioni di ordine geotecnico, a passerelle pedonali.

**3-bis) Nuove costruzioni appartenenti alla classe di costruzioni con presenza solo occasionale di persone e edifici agricoli di cui al punto 2.4.2 del decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018.**

Sotto il profilo della sicurezza, ai fini dell'applicazione delle disposizioni di cui ai capi I, II e IV della parte II del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001, si tratta in generale di usuali costruzioni realizzate con i materiali ed i sistemi costruttivi disciplinati dalle norme tecniche, ma caratterizzati, per la loro specifica funzione, dalla presenza solo occasionale di persone al loro interno o nelle immediate vicinanze; si fa riferimento ad esempio agli edifici destinati all'attività agricola quali magazzini o silos, a costruzioni destinate ad accogliere impianti tecnici ai quali il personale accede sporadicamente per la manutenzione, a locali destinati ad attrezzature di manovre che si svolgono con scarsa frequenza. Con riferimento ai contenuti del § 2.4.2 delle norme tecniche possono rientrare nella categoria b), n. 3-bis), le opere appartenenti alla classe d'uso I.

Sono in sostanza strutture per le quali - pur essendo comunque necessari un titolo abilitativo, un progetto redatto nel rispetto delle norme tecniche ed una esecuzione a norma - nell'ambito dell'approccio probabilistico alla sicurezza, la presenza saltuaria delle persone al loro interno o nelle immediate vicinanze, rende possibile una temperata applicazione delle procedure di verifica e di controllo.

**c) Interventi «privi di rilevanza» nei riguardi della pubblica incolumità.**

La macro-categoria c), in termini di carattere generale, comprende quelle categorie di interventi i quali per caratteristiche strutturali, dimensioni, forma e materiali impiegati, non costituiscono pericolo sotto il profilo della pubblica incolumità, fermo restando il rispetto delle disposizioni che regolano l'urbanistica e l'assetto del territorio. 1) Interventi che, per loro caratteristiche intrinseche e per destinazione d'uso, non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità.

Ricadono in questa categoria tutte quelle opere ed interventi che per destinazione d'uso, caratteristiche strutturali, dimensioni, forma e materiali impiegati non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità, e che pertanto possono essere realizzate con preavviso scritto allo sportello unico comunale, secondo modalità e contenuti disciplinati dalle regioni, eventualmente semplificati rispetto alle disposizioni di cui all'art. 93 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001 e successive modificazioni ed integrazioni, fermo restando il rispetto delle prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali e di tutte le normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia (in particolare, di sicurezza, antincendio, igienico-sanitarie, di quelle relative all'efficienza energetica, di tutela dal rischio idrogeologico, delle disposizioni contenute nel codice dei beni culturali e del paesaggio di cui al decreto legislativo n. 42/2004).

In sintesi sono da ritenersi privi di rilevanza urbanistico-edilizia le opere, gli interventi e i manufatti non incidenti in modo significativo o permanente sull'assetto del territorio, in quanto privi di rilevanza strutturale o per i loro oggettivi caratteri di facile amovibilità, oppure in ragione della temporaneità dell'installazione, oppure perché presentano parametri geometrici, strutturali, dimensionali, di peso o di utilizzo limitati.

Quindi, sono considerati interventi privi di rilevanza quelli relativi agli elementi che non presentano rigidità, resistenza e massa tali da risultare significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone. Varianti di carattere non sostanziali.

Si premette che l'art. 93 - Denuncia dei lavori e presentazione dei progetti di costruzioni in zone sismiche - del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001, al comma 1 recita: «1. Nelle zone sismiche di cui all'art. 83, chiunque intenda procedere a costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni, e' tenuto a darne preavviso scritto allo sportello unico, che provvede a trasmetterne copia al competente ufficio tecnico della regione, indicando il proprio domicilio, il nome e la residenza del progettista, del direttore dei lavori e dell'appaltatore.».

La disposizione suddetta esprime un principio fondamentale in base al quale, nelle zone sismiche di cui all'art. 83 del medesimo decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001, chiunque intenda procedere alla realizzazione degli interventi di cui all'art. 94-bis, comma 1, lettere a) e b) deve darne preavviso scritto allo sportello unico, preposto al controllo ed alla vigilanza sull'assetto e la sicurezza del territorio; quest'ultimo provvede poi a trasmetterne copia al competente ufficio tecnico della regione. Ciò comporta, evidentemente che, ultimate tutte le procedure previste per la

categoria di intervento, una volta iniziati i lavori si debba dare preavviso scritto allo sportello unico anche delle varianti sostanziali che si intende apportare all'intervento.

Nello spirito di snellimento delle procedure che caratterizza l'art. 3 del decreto «sbloccacantieri», sono evidentemente esonerate dal preavviso scritto di cui al citato comma 1, dell'art. 93, tutte quelle varianti che si possono definire non sostanziali.

Per definire i criteri in base ai quali una variante si può definire sostanziale o meno, occorre sottolineare come un intervento è sempre soggetto al rispetto di precise disposizioni di legge e regolamenti sotto due profili principali: gli aspetti urbanistici ed architettonici, e gli aspetti legati alla sicurezza.

Fermi restando gli aspetti urbanistici-architettonici, restando nell'ambito della sicurezza delle costruzioni e quindi dell'applicazione delle disposizioni di cui ai capi I, II e IV della parte II del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001, ai fini dell'applicazione dell'art. 94-bis cui fanno riferimento le presenti linee guida assume particolare rilievo la definizione dei criteri strutturali in base ai quali una variante si può definire non sostanziale. A tale scopo si può fare riferimento ai medesimi criteri che distinguono le riparazioni o interventi locali dal miglioramento o adeguamento sismico.

In definitiva, sulla base delle caratteristiche strutturali dell'intervento, una variante si può definire non sostanziale se interviene solo su singole parti o elementi dell'opera, senza produrre concrete modifiche sui parametri che determinano il comportamento statico o dinamico della struttura nel suo complesso, quali ad esempio: il periodo fondamentale  $T_1$ , il taglio alla base  $V$ , le sollecitazioni massime ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ) sugli elementi strutturali.

Le regioni possono individuare eventuali ulteriori ipotesi di varianti non sostanziali, conformemente al principio generale appena esposto.

Rientrano, inoltre, tra le varianti non sostanziali le realizzazioni in corso d'opera di interventi privi di rilevanza di cui alla categoria c), n. 1).

**D.G.R. dell'Emilia-Romagna n. 1814/2020 del 07/12/2020**

Di seguito vengono riportati gli elenchi degli interventi riconducibile alle tre macrocategorie:

**A Interventi Rilevanti**

*Per questi interventi l'avvio e la realizzazione dei lavori sono subordinati al rilascio dell'autorizzazione Sismica*

A.1 - Interventi di adeguamento o miglioramento, in zone 2, limitatamente a valori di accelerazione ag compresi tra 0,20g e 0,25g

A.2 - Nuove costruzioni in zona 2 che si discostino dalle usuali tipologie o particolarmente complesse

A.3 - Interventi di nuova costruzione, di adeguamento e di miglioramento relativi ad edifici strategici per le finalità di protezione civile e infrastrutture rilevanti in caso di collasso, collocati in zona 2 (*gli interventi di riparazione o interventi locali sono invece soggetti a deposito: Vedi punto B.2.*)

A.4 - Altri interventi soggetti ad autorizzazione sismica in zona 2 e 3:

1. Interventi in abitati dichiarati da consolidare;
2. Sopraelevazioni degli edifici;
3. Progetti presentati a seguito di accertamento di violazione delle norme antisismiche.

**B Interventi di minore rilevanza**

*Per questi interventi l'avvio e la realizzazione dei lavori sono subordinati al deposito del progetto esecutivo riguardante le strutture presso gli sportelli unici comunali*

B.1 - Interventi di adeguamento e miglioramento in zona 2, limitatamente a valori di accelerazione ag compresi tra 0,15 g e 0,20 g, (*esclusi gli interventi su edifici di cui ai punti A.3, comunque soggetti ad autorizzazione*) e in zona 3. (*Sono sempre soggetti ad autorizzazione gli interventi di adeguamento e miglioramento nei casi di cui ai punti A.4.1., A.4.2. e A.4.3.*)

B.2 - Interventi di riparazione e interventi locali sulle costruzioni esistenti (*compresi quelli su edifici di cui al punto A.3.*) (*Sono sempre soggetti ad autorizzazione gli interventi di riparazione e interventi locali nei casi di cui ai punti A.4.1. e A.4.3.*)

**B.3 - Nuove costruzioni che non rientrano nella fattispecie di cui ai punti A.2. e A.3. (che sono soggetti ad autorizzazione) (Sono sempre soggetti ad autorizzazione le nuove costruzioni nei casi di cui ai punti A.4.1. e A.4.3.)**

B.4 - Le nuove costruzioni con presenza occasionale di persone ed edifici agricoli (*compresi gli interventi di cui al punto A.2.*)

(*Sono sempre soggetti ad autorizzazione le nuove costruzioni nei casi di cui ai punti A.4.1. e A.4.3.*)

B.5 - Altri interventi soggetti a deposito: Interventi relativi ad edifici strategici per le finalità di protezione civile e infrastrutture rilevanti in caso di collasso, collocati in zona 3 (*esclusi i casi di cui ai punti A.4.1., A.4.2. e A.4.3. sempre soggetti ad autorizzazione*)

**C Interventi privi di rilevanza nei riguardi della pubblica incolumità**

*La documentazione necessaria a dimostrare che l'intervento è privo di rilevanza per la pubblica incolumità è quella stabilita dal paragrafo 3 dell'Allegato 1 alla DGR n. 2272 del 2016. Tale documentazione è parte integrante degli elaborati progettuali del titolo edilizio, ai sensi del punto 1.2 del medesimo Allegato 1 (e deve essere, pertanto deposito, assieme al titolo edilizio). Nel caso di attività edilizia totalmente liberalizzata, di cui all'art. 7, comma 1, della L.R. n. 15 del 2013, detta documentazione deve essere predisposta prima dell'avvio dei lavori e conservata dal titolare.*

## **Allegato 2 della DGR Emilia-Romagna n. 2272/2016 del 21/12/2016**

*I) Adozione di un sistema costruttivo diverso da quello previsto nel progetto iniziale, per:*

- *impiego di materiali strutturali di diversa natura*
- *scelta di una diversa tipologia costruttiva.*

*II) Modifiche all'organismo strutturale, per:*

- *sopraelevazioni, ampliamenti, variazioni del numero dei piani entro e fuori terra;*
- *creazione o eliminazione di giunti strutturali;*
- *variazioni della tipologia delle fondazioni;*
- *variazioni del fattore di struttura q;*
- *variazioni della rigidezza nel piano degli impalcati e della copertura che vanifichi l'ipotesi di piano rigido, se presente;*
- *modifiche:*
  - *nella distribuzione in pianta o in altezza degli elementi strutturali irrigidenti verticali (quali nuclei, setti, controventi);*
  - *negli schemi di calcolo delle strutture principali sismo-resistenti;*
  - *nelle dimensioni di elementi strutturali principali (quali pilastri, travi, nuclei, setti, muri, fondazioni);*
  - *della distribuzione delle masse;*

*che comportano il verificarsi di una o più delle seguenti condizioni:*

- a) aumento dell'eccentricità tra il baricentro delle masse e il centro delle rigidezze superiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica;*
- b) variazione della rigidezza del singolo interpiano superiore al 20%;*
- c) variazione della deformazione massima del singolo piano superiore al 10%;*
- d) variazione dell'entità dell'azione sismica (taglio) di piano superiore al 10%.*

*III) Modifiche in aumento delle classi d'uso e della vita nominale delle costruzioni ovvero variazioni dei carichi globali superiori ad un'aliquota del 5% in fondazione*

*IV) Passaggio di categoria di intervento secondo la classificazione individuata nel paragrafo 8.4 delle NTC 2018.*

## 4. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI

Qui di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali nuovi ed esistenti presenti nella struttura analizzata, nonché i parametri numerici di calcolo adottati per la modellazione numerica FEM della struttura.

### 4.1 MATERIALI PER NUOVE STRUTTURE

#### **CALCESTRUZZO MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI:**

Classe di resistenza (N/mm<sup>2</sup>): C12/15

Resistenza cilindrica caratteristica di rottura a compressione  $f_{ck} = 12$  N/mm<sup>2</sup>

Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206 - UNI 11104): XC2

Dimensione massima degli aggregati  $d=18$ mm

Classe di consistenza S4/S5

Rapporto acqua/cemento  $< 0.60$

Contenuto min. cemento Portland Tipo CEM II 32.5 R (UNI EN 197/1):  $>150$  Kg/mc

#### **C.L.S. PER ELEMENTI IN FONDAZIONE E CONTROTERRA**

**(Platee, Cordoli controterra, Plinti, Pareti controterra, Solette controterra, Iglù):**

Classe di resistenza (N/mm<sup>2</sup>): C25/30

Resistenza cilindrica caratteristica di rottura a compressione:  $f_{ck} = 28$  N/mm<sup>2</sup>

Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206 - UNI 11104): XC2

Dimensione massima degli aggregati:  $d=26$  mm ( $d=20$  mm per travi e muri controterra)

Classe di consistenza: S4/S5

Rapporto acqua/cemento:  $< 0.60$

Contenuto min. cemento Portland Tipo CEM II 42.5 R (UNI EN 197/1):  $>300$  Kg/mc

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

*Ai fini dell'impermeabilizzazione delle superfici interrate, valutare l'opportunità di utilizzare nel mix design del cls l'additivo tipo "Penetron Admix", in alternativa alla standard guaina/membrana impermeabilizzante*

#### **C.L.S. PER ELEMENTI VERTICALI IN ELEVAZIONE E SOLAIO PIANO PRIMO**

**(Pilastrì, Setti/Pareti, Puntoni, Soletta-Travi-Cordoli piano primo):**

Classe di resistenza (N/mm<sup>2</sup>): C30/37

Resistenza cilindrica caratteristica di rottura a compressione:  $f_{ck} = 28$  N/mm<sup>2</sup>

Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206 - UNI 11104): XC3

Dimensione massima degli aggregati:  $d=20$  mm

Classe di consistenza: S4/S5

Rapporto acqua/cemento:  $< 0.55$

Contenuto min. cemento Portland Tipo CEM II 42.5 R (UNI EN 197/1):  $>320$  Kg/mc

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

#### **C.L.S. PER ELEMENTI ORIZZONTALI IN ELEVAZIONE**

**(Solai-Solette-Travi-Cordoli fuori terra di piano secondo e terzo, Rampe Scale):**

Classe di resistenza (N/mm<sup>2</sup>): LC30/33 - Classe di massa D1.7 (Densità calcestruzzo alleggerito non armato = 1700 kg/mc)

Resistenza cilindrica caratteristica di rottura a compressione  $f_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>

Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206 - UNI 11104): XC1

Dimensione massima degli aggregati:  $d=20$  mm

Classe di consistenza: S4/S5

Rapporto acqua/cemento:  $< 0.50$

Contenuto min. cemento Portland Tipo CEM II 42.5 R (UNI EN 197/1):  $>340$  Kg/mc

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

*Utilizzare il prodotto tipo "LECA CLS 1600" o equivalente*

#### **ACCIAIO IN BARRE PER C.A. E RETI ELETTROSALDATE:**

Acciaio tipo B450C

Tensione minima caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq f_{ynom} = 450$  N/mm<sup>2</sup>

Tensione minima caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq f_{tnom} = 540$  N/mm<sup>2</sup>

Allungamento ( $A_{gt}$ )  $k \geq 7.5\%$  (frattile 10%)

#### **ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA:**

Acciaio da carpenteria secondo UNI EN 10025: Tipo S275 JR (Fe430)

Designazione europea secondo UNI EN 10210: S275 JR

Classe d'esecuzione secondo UNI EN 1090: EXC2

Tubi circolari finiti a caldo secondo UNI EN 10210-2

Tubi circolari formati a freddo e saldati secondo EN 10219-2



Profili aperti laminati a caldo secondo UNI EN 10034 e EN 10025

Tensione minima caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq f_{ynom} = 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione minima caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq f_{tnom} = 430 \text{ N/mm}^2$

#### **NOMI PRODOTTI E MARCHI**

Ove indicata la marca di un prodotto commerciale si consideri sempre la dicitura "o equivalente", nel rispetto del "Codice degli Appalti", ovvero dell'art. 68, comma 5-6, del D.Lgs. n.50/2016 del 18/04/2016 e s.m.i., D.Lgs n. 36/2023 del 31/03/2023 e s.m.i.,

D.P.R. n.207/2010 del 05/10/2010

#### **SALDATURE E PROCESSI DI SALDATURA:**

Si veda D.M. 17/01/2018 p.to 11.3.4.5

Collegamenti saldati secondo D.M. 17/01/2018, D.M. 09/01/1996, UNI 10011, UNI EN ISO 3834, UNI EN 287, UNI EN 15614, UNI EN 473, UNI EN ISO 14371, UNI EN ISO 5817 e specifiche I.I.S.

Procedimento: all'arco elettrico secondo UNI EN ISO 4063

Controlli e Accettazione: secondo UNI EN 12062

Le saldature a completa penetrazione sono da intendersi in classe I (controlli estesi).

#### **BULLONI E SPINOTTI:**

Collegamenti bullonati secondo UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 5592

Viti classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1)

Dadi classe 8

Rosette acciaio C50 (UNI EN 10083-2)

Piastrine acciaio C50 (UNI EN 10083-2)

Coppie di serraggio controllato secondo D.M. 17/01/2018 e D.M. 09/01/1996

I bulloni devono essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado.

I bulloni dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore e la classe di resistenza.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

#### **RESINA PER ANCORAGGI/INGHISAGGI CHIMICI:**

Per l'ancoraggio/inghisaggio chimico di barre in acciaio nel c.l.s.:

Resina bi-componente a base vinilestere o epossidica specifica per c.l.s. fessurato, recante marcatura CE

"Seismic performance category" Tab. 1.1. ETAG 001/2012: C2 (se difficile da reperire, cat. minima C1)

Ad esempio: Bossong "EPOXY21", Hilti "HIT-RE 500 V4"

o Hilti "HIT-HY 200-A" o similare di maggiori prestazioni

Nei particolari ove prescritta una specifica resina per ancoraggi chimici seguire le indicazioni fornite nel dettaglio esecutivo

#### **VERNICI/INTONACI INTUMESCENTI E PANNELLI IGNIFUGHI:**

Per protezione al fuoco degli elementi in acciaio e legno:

- Vernice Intumescente di adeguato spessore (sp.  $\geq 0.5 \text{ mm}$ )

con certificazione dell'applicazione e prestazione ad R richiesta e raggiunta a cura ed onere dell'impresa esecutrice

ad esempio: tipo PROMAT Promapaint-SC3 (o SC4), o tipo AMONN Amotherm Steel WB, o tipo KNAUF Interchar (applicata previo idoneo primer per strutture zincate tipo PROMAT TY-ROX o AMONN Epoxy SB), o tipo AITHON PV33 (su legno) o similari di maggiori prestazioni

- Intonaco Intumescente di adeguato spessore (sp.  $\geq 5 \text{ mm}$ )

con certificazione dell'applicazione e prestazione ad R richiesta e raggiunta a cura ed onere dell'impresa esecutrice

ad esempio: tipo PROMAT Promaspray-p300, o tipo AMONN Monokote MK-6S/HY o tipo KNAUF Vermiplaster VP o similari di maggiori prestazioni

- Pannello ignifugo di adeguato spessore (sp.  $\geq 5 \text{ mm}$ ) a prestazione R richiesta garantita dalla ditta produttrice

ad esempio: tipo PROMAT Promatect, o tipo KNAUF Ignilastra GKF - Fireboard o similari di maggiori prestazioni

Nei particolari ove prescritta uno specifico prodotto per protezione al fuoco seguire le indicazioni fornite nel dettaglio esecutivo

#### **COLORANTE C.L.S. PER PARTI FACCIA A VISTA:**

additivo colorante da aggiungere in pasta nel mix design del c.l.s.,

ad esempio: tipo "Cromobeton (by Coplan)", o similare di maggiori prestazioni (secondo UNI EN 197)

per colorazione delle parti faccia a vista, secondo i colori e quanto definito nel progetto e prescrizioni architettoniche

#### **MARCATURA C.E. DEI MATERIALI E PRODOTTI AD USO STRUTTURALE:**

tutti i materiali e prodotti (ad uso strutturale e non) impiegati nella costruzione devono riportare la Marcatura C.E., in conformità con Direttiva 89/106/CEE recepita Italia dal DPR 21/04/1993, modificato DPR 10/12/1997 n.499. e s.m.i.



## 4.1.1 SPECIFICHE MECCANICHE DEI NUOVI MATERIALI

MATERIALE	VALORI DI CALCOLO
Calcestruzzo C25/30	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza caratteristica cubica a compressione: <math>R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione <math>f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata: <math>\alpha_{cc} = 0.85</math></li> <li>- Coeff. parziale di sicurezza del calcestruzzo <math>\gamma_c = 1.5</math></li> <li>- Resistenza di progetto a compressione <math>f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza media cilindrica a trazione: <math>f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a trazione <math>f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza di calcolo cilindrica a trazione: <math>f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- densità <math>\rho = 2500 \text{ kg/m}^3</math></li> </ul>
Calcestruzzo C30/37	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza caratteristica cubica a compressione: <math>R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione <math>f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata: <math>\alpha_{cc} = 0.85</math></li> <li>- Coeff. parziale di sicurezza del calcestruzzo <math>\gamma_c = 1.5</math></li> <li>- Resistenza di progetto a compressione <math>f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza media cilindrica a trazione: <math>f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.89 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a trazione <math>f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.023 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza di calcolo cilindrica a trazione: <math>f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.349 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- densità <math>\rho = 2500 \text{ kg/m}^3</math></li> </ul>

Calcestruzzo LC 30/33	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza caratteristica cubica a compressione: <math>R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione <math>f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata: <math>\alpha_{cc} = 0.85</math></li> <li>- Coeff. parziale di sicurezza del calcestruzzo <math>\gamma_c = 1.5</math></li> <li>- Resistenza di progetto a compressione <math>f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza media cilindrica a trazione: <math>f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.89 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza caratteristica cilindrica a trazione <math>f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Resistenza di calcolo cilindrica a trazione: <math>f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.35 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- densità di calcolo <math>\rho = 1850 \text{ kg/m}^3</math></li> </ul>
Acciaio per armatura B450C	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tensione caratteristica di snervamento: <math>f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio: <math>\gamma_s = 1.15</math></li> <li>- Resistenza di calcolo dell'acciaio: <math>f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Modulo elastico <math>E = 210000 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- densità <math>\rho = 7850 \text{ kg/m}^3</math></li> </ul>
Acciaio S275 JR	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tensione caratteristica di snervamento <math>f_{yk} \geq f_{ynom} = 275 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio: <math>\gamma_{s,m0} = 1.05</math></li> <li>- Resistenza di calcolo dell'acciaio: <math>f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 261.9 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Tensione caratteristica di rottura: <math>f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2</math></li> <li>- Modulo elastico <math>E = 210000 \text{ N/mm}^2</math></li> </ul>

	- densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Acciaio per bulloni CLASSE 8.8	- Tensione di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$ - Tensione di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ - Modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ - densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

## 4.2 PRESCRIZIONI PER DURABILITA' E PROTEZIONE AL FUOCO

(secondo UNI EN 1991-1-1, 1992-1-2, 1993-1-2, 1994-1-2, 1995-1-2, 1996-1-2, 1999-1-2 -  $D_{cdev}=5$  mm - e secondo UNI 9502, 9503, 9504, NTC 2018, EN 13381, D.M. 16/02/2007 - (distanza tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del cls e la superficie stessa del cls)

### DURABILITA':

ELEMENTO ( $C_{min} + D_{cdev}$ )	FACCIA ESPOSTA	COPRIFERRO NOMINALE
Fondazioni (Platee, Plinti, Pali, Pareti Controterra)	Tutti i lati	40 mm + impermeabilizzazione
Solette, Rampe Scale, Travi di piano	Intradosso/Estradosso	30 mm intr. / 30 mm estr.
Pilastri	Tutti i lati	35 mm
Pareti/Setti/Travi-Parete	Tutti i lati	30 mm

\* Obbligatorio rivestimento in materiale tipo intonaco standard (o similare) sp. min = 10 mm.

**NB:** per ogni elemento strutturale, verificare anche il copriferro riportato negli elaborati grafici specifici di armatura di dettaglio. In caso di copriferri minori fanno fede i minimi riportati nella presente tabella, diversamente (in caso di copriferri maggiori) impiegare il copriferro riportato negli elaborati grafici specifici di armatura di dettaglio.

Il copriferro netto si intende contato a partire dalla superficie esterna della staffa, se presente.

Ove non fosse presente (es. solai), si intende contato a partire dalla superficie esterna dell'armatura più vicina al cassero.

### PROTEZIONE AL FUOCO:

ELEMENTO STRUTTURALE	RESISTENZA RICHIESTA	PROTEZIONE NECESSARIA
Elementi in Acciaio (in vista)	R60	vernice intumescente di adeguato spessore a prestazione R garantita (**)
Elementi in Acciaio (non in vista)	R60	intonaco ignifugo (vermiculitico o lana minerale) o pannelli ignifughi (in calcio-silicato) di adeguato spessore a prestazione R garantita (**)
Controventi sismici Acciaio	R0	
Elementi in C.A. (tutti)	R60	adeguato copriferro, come riportato sopra e negli specifici elaborati d'armatura

\*\* Come protezione antincendio si prescrive, se non diversamente specificato nei prioritari elaborati specifici di dettaglio, quanto riportato nella tabella sopra. Alternativamente, se ritenuto più idoneo per alcuni tipi di elementi strutturali, è possibile impiegare Intonaco Ignifugo (vermiculitico, o di lana minerale), Vernice Intumescente di adeguato spessore, oppure protezione mediante pannelli ignifughi in calciosilicato a prestazione R garantita e certificata dal produttore e ditta installatrice, da garantire secondo le prescrizioni del progetto antincendio e normativa specialistica. Dimensionamento spessore, modalità applicazione e certificazione applicazione con prestazione di resistenza al fuoco R raggiunta a cura ed onere del produttore (per la parte di prodotto e materiale impiegato) e dall'impresa esecutrice/installatrice (per la parte di sistema integrato installato)

## 4.3 PRESCRIZIONI PER CONTROLLI DI ACCETTAZIONE DI STRUTTURE REALIZZATE IN OPERA

### CONTROLLI DI ACCETTAZIONE (D.M. 17/01/2018):

#### Calcestruzzo:

Controlli di tipo A, caratteristiche dei provini e delle prove conformi a D.M. 17/01/2018

Tutte le forniture dovranno essere accompagnate da etichette e documenti di accompagnamento recanti Marchiatura CE prevista dalla Direttiva 89/106/CEE recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 modificato dal DPR 10/12/1997 n.499 e s.m.i.

Nello specifico:

<u>Componente</u>	<u>Norma armonizzata di riferimento</u>
Leganti idraulici	UNI EN 197
Aggregati	UNI EN 12620 e 13055-1 per aggregati leggeri
Additivi conformi	UNI EN 934-2
Acqua di impasto	UNI EN 1008

#### Acciaio per barre e reti elettrosaldate:

- Ogni fornitura in cantiere di elementi preassemblati deve essere accompagnata da:

a) Dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività

b) Attestazione dell'esecuzione di prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni di avvenuta lavorazione del lotto di produzione.

- I controlli di accettazione e le prove saranno conformi alle Norme tecniche 17/01/2018 (p.to 11.3.2.10)

## 4.4 NOTE VARIE ESECUTIVE/COSTRUTTIVE

### NOTE SULLE QUOTE, TRACCIAMENTI ED INTERFERENZE GEOMETRICHE

1. Tracciamento generale: le operazioni di cantiere e verifiche geometriche e di tracciamento, costruzione e materializzazione di punti/linee, fili fissi (in piano e quota), geometrie/volumi/aree, posizionamenti spaziali, forme, dimensioni, spessori, quote e compatibilità/installabilità degli elementi come da progetto esecutivo sono ad onere e responsabilità dell'Impresa esecutrice dei lavori, e dovranno essere svolte (in ufficio e cantiere) step-by-step dall'Ufficio Tecnico dell'impresa, relativo topografo e Direttore Tecnico-Operativo di Cantiere (nominato dall'impresa e responsabile dei lavori svolti dall'impresa), preliminarmente alle varie fasi realizzative e di getto, controllando le differenze rinvenute fra:

- elaborati grafici esecutivi (architettonici e strutturali) consegnati dai Progettisti e D.L.
- elaborati grafici costruttivi (architettonici e strutturali) (d'officina e di cantiere) prodotti dall'impresa esecutrice (e relative imprese in subappalto)
- nonché con le reali misure/quote rilevate dall'impresa in sito

in modo da discuterne collegialmente (fra D.L. Architettonica, Strutturale ed Impresa) e decidere quali misure (in caso di difformità/interferenze) considerare corrette e dove e quali elaborati correggere prima della messa in produzione ed opera, che dovrà essere sottoscritta ed approvata dall'ufficio D.L.

2. Le quote altimetriche sono riferite alla quota  $\pm 0.00$  del progetto architettonico e pertanto si dovrà fare fede a quanto lì definito e riportato.

3. Prima della realizzazione delle opere edili e strutturali è necessario (ad esclusivo onere e carico dell'impresa esecutrice dei lavori) verificare ed osservare quanto prescritto nelle NOTE ESECUTIVE VARIE e DISCLAIMER riportate negli elaborati grafici esecutivi di progetto (architettonici e strutturali) presentati/consegnati dai progettisti all'impresa, coincidenti con quanto riportato nelle relative correlate pratiche edilizie e sismiche presentate ed autorizzate (dai rispettivi uffici tecnici degli enti/organi competenti preposti in materia), nonché integrate con successive modifiche, integrazioni e varianti in corso d'opera e di cantiere, considerando anche le prescrizioni/indicazioni/note note comunicate in corso d'opera (sia verbalmente, che in forma scritta tramite email, sms) fornite e valutate da D.L. (Architettonica e Strutturale), nonché concordate ed approvate anche con l'Impresa Costruttrice.

4. All'impresa costruttrice spetta (prima dell'inizio lavori e messa in opera degli interventi in progetto) la controverifica, congruenza e rispondenza delle quote/misure, geometrie, dimensioni, tracciamento delle nuove opere ed interventi (nonché porzioni esistenti) indicate sugli elaborati grafici esecutivi (Architettonici e Strutturali) presentati (e successive modifiche, integrazioni e varianti in corso d'opera e possibili errori pregressi) con lo stato di fatto esistente (da essa) rilevato in sito (cantiere), da svolgersi tramite accurato rilievo geometrico-topografico; controllando anche la compatibilità geometrica, interferenze ed installabilità degli elementi, dei collegamenti (bullonati, saldati, chiodati, avvitati), dei nodi in c.a., ecc...

Operazioni di verifica ad onere e responsabilità dell'impresa costruttrice, perché sarà comunque della ditta produttrice/costruttrice/installatrice la responsabilità finale sul rilievo dello stato di fatto riscontrato in cantiere (e sito), con adeguamento degli elaborati grafici costruttivi (d'officina e cantiere), e buona riuscita dell'installazione ed esecuzione delle opere/interventi edili/strutturali entro le tolleranze dimensionali normative ammesse ( $\pm 2\%$ ) (n termini dimensionali, geometrici, di posizionamento, forma, sagoma, sezione/misure degli elementi strutturali) di quanto messo in opera con le prescrizioni progettuali.

Il tracciamento generale redatto dall'impresa esecutrice sarà rivisto dal Progettista Architettonico, in accordo con la D.L. Architettonica, in funzione del rilievo dello stato di fatto che sarà effettuato dall'impresa esecutrice aggiudicataria dei lavori.

5. In caso di rinvenute incongruenze, discordanze, differenze, dubbi di ogni tipo fra elaborati grafici esecutivi (architettonici e strutturali) presentati e stato di fatto rilevato in sito; nonché incompatibilità di installazione, criticità e non eseguibilità delle soluzioni tecniche proposte dai progettisti (per evidenze riscontrate in sito o altre motivazioni) l'impresa costruttrice dovrà comunicarlo tempestivamente ai progettisti e D.L. (Architettonica e Strutturale), quindi l'impresa dovrà prevedere un adeguamento degli elaborati grafici costruttivi (architettonici e strutturali) sulla base delle reali misure rilevate in sito, ed adatti alla situazione riscontrata, da proporre alla Direzione Lavori (Architettonica e Strutturale) per verifica ed approvazione (insieme ai progettisti) prima della produzione e messa in opera, nonché redazione delle (eventuali) specifiche necessarie soluzioni e varianti in corso d'opera.

In caso rinvenute differenze di piccola entità, fra le quote indicate degli elaborati delle differenti discipline sono assumersi come valide quelle riportate nel progetto architettonico; accordarsi comunque con la D.L. Strutturale per definire la linea operativa da assumere, anche sulla base di rilievi svolti o da svolgersi

Eventuali incongruenze, discordanze, dubbi fra progetto presentato e rilievo dello stato di fatto in cantiere, nonché incongruenze fra gli elaborati grafici delle varie discipline dovranno comunque sempre essere riferite dall'Impresa alla D.L. Architettonica e Strutturale prima della realizzazione delle opere relative, in modo da decidere (insieme ai progettisti) le decisioni, soluzioni e strada da intraprendersi.

6. Il progetto costruttivo dell'impresa costruttrice (ed eventuali integrazioni, decisioni, modifiche e varianti in corso di d'opera) dovrà in ogni caso essere sottoposto alla supervisione, approvazione e validazione da parte del D.L. Architettonica e Strutturale prima della produzione, realizzazione e messa in opera.

7. Per facilitare, velocizzare e rendere più accurate le operazioni di cantiere, verifiche geometriche e di tracciamento, costruzione e materializzazione di punti/linee, fili fissi (in piano e quota) geometrie/volumi/aree, forme, dimensioni, spessori, quote e compatibilità/installabilità degli elementi come da progetto esecutivo presentato, la D.L. consiglia di impiegare procedure topografiche e strumenti digitali adatti allo scopo, quali l'impiego di griglie ortogonali di fili fissi, facendo riferimento alle quote riportate nel progetto esecutivo consegnato, definendo (preliminarmente prima degli interventi) utili poligoni aperti e chiusi (esterne al fabbricato) di punti/chiodi fissi (a terra ed in quota) di riferimento da cui tracciare trilaterazioni incrociate per georeferenziare i vari punti in costruzione. Nonché impiegare squadre laser digitali, livelli laser digitali, livelle ad acqua, total station da cantiere, ecc..., coadiuvato dal supporto



dell'ufficio tecnico dell'impresa, e relativo topografo e Direttore Tecnico-Operativo di cantiere, affinché si possa ottenere la massima precisione, minimizzando le possibilità di errore.

8. La responsabilità, onere e competenza delle fasi di tracciamento, costruzione e materializzazione punti/linee (a terra ed in quota) di quanto riportato sugli elaborati grafici progettuali esecutivi consegnati (ovvero come meglio, velocemente e più precisamente costruire e materializzare il progetto nella realtà) spetta all'ufficio tecnico dell'impresa, tramite i propri elaborati grafici costruttivi, e suo topografo e direttore tecnico-operativo di cantiere.

9. **CME e Distinta Materiali:** è ad esclusivo onere e responsabilità dell'impresa esecutrice dei lavori il conteggio delle quantità (Computo Metrico), stima costi (Computo Metrico-Estimativo) e sviluppo della distinta dei materiali per categorie (es. distinta d'armatura, distinta carpenteria metallica, ecc...) sulla base di quanto riportato negli elaborati grafici esecutivi (architettonici e strutturali) presentati/consegnati dai progettisti all'impresa (che sono gli unici elaborati riportanti le esatte quantità), coincidenti con quanto riportato nelle relative pratiche edilizie e sismiche presentate ed autorizzate dai rispettivi uffici tecnici degli enti/organismi competenti preposti in materia, nonché integrate con successive modifiche, integrazioni e varianti in corso d'opera e di cantiere, considerando anche le prescrizioni e note comunicate in corso d'opera (sia verbalmente, che in forma scritta tramite email, sms) all'impresa

#### **NOTE SULLE APPROVAZIONI DA PARTE D.L.**

1. La D.L. (Architettonica e Strutturale), ognuna per sua specifica competenza, dovranno (per quanto possibile verificare e limitatamente ai propri ruoli e rispettive responsabilità per cui sono stati incaricati e di legge/normativa) controllare e rilasciare (prima della messa in produzione ed installazione in opera degli elementi) approvazione scritta degli elaborati grafici costruttivi (architettonici e strutturali, d'officina/shop drawing e di cantiere, redatti obbligatoriamente dall'impresa esecutrice dei lavori), verificandoli con esito positivo in termini di schemi/disposizioni e quantitativi d'armatura, tipologia di profili/sezioni (metalliche, lignee, c.a.) impiegate, materiali, dosatura, sezione degli elementi impiegati ed intero fabbricato (ed interventi in progetto) nel suo complesso, collegamenti nodali, dettagli costruttivi, soluzioni tecniche/strutturali/architettoniche adottate, finiture architettoniche, scelta dei materiali costruttivi tramite appositi requisiti prestazionali e schede tecniche

Sono ad esclusivo onere e responsabilità dell'impresa costruttrice delle opere (edili/architettoniche e strutturali) il rilievo geometrico-topografico dello stato di fatto esistente rilevato in sito (cantiere) prima dell'intervento e le rispettive controverifiche e comparazioni delle misure/quote dimensionali e geometriche (in termini di dimensioni, geometria, posizionamento, forma, sagoma, sezioni degli elementi) rilevate in sito (cantiere) con quelle riportate nel progetto esecutivo (architettonico e strutturale) consegnato

*(e relative pratiche amministrative/burocratiche depositate/autorizzate, e/o con le successive prescrizioni, modifiche, integrazioni, varianti non sostanziali in corso d'opera (di progetto e cantiere), ed indicazioni/prescrizioni/note comunicate sia verbalmente, che in forma scritta tramite email, sms fornite e valutate dalla D.L. Strutturale)*

per individuare eventuali interferenze, incongruenze, discordanze, differenze e verificare installabilità e correttezza del tutto in termini di misure/quote, geometria, dimensione, sezione, forma, sagoma, posizione

In caso di rinvenute interferenze, incongruenze, discordanze, differenze l'impresa costruttrice dovrà prevedere un adeguamento della struttura e degli elaborati grafici costruttivi strutturali (d'officina e di cantiere) adatti alla situazione riscontrata e sulla base delle reali misure rilevate in sito, da sottoporre alla Direzione Lavori (Architettonica e Strutturale) per verifica ed approvazione prima della produzione e messa in opera.

Ad ogni modo è necessario che l'impresa costruttrice adotti tutti gli accorgimenti costruttivi secondo essa necessari affinché si garantisca la buona e corretta riuscita dell'installazione a regola d'arte, in quanto la garanzia e responsabilità sulla corretta realizzazione ricade (in caso di problemi e contenzioso) sempre inevitabilmente in primis sull'impresa costruttrice, quindi essa dovrà sempre proporre (ai progettisti e D.L.) eventuali modifiche, migliorie, varianti ed accorgimenti necessari (in base al proprio know-how) affinché si raggiunga l'installazione a regola d'arte

#### **NOTA SULLE PRESCRIZIONI PER CONTROLLI DI ACCETTAZIONE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

1. PER STRUTTURE METALLICHE (Acciaio da Carpenteria) si richiede:

*D.D.T., Verbali Prelievo, Marcatura C.E., Dichiarazione Di Prestazione (DoP) dell'acciaio, Certificati di Origine forniti dal produttore acciaio, Attestati di Qualificazione dell'acciaio, Certificazione del Controllo e Collaudo Interno del Processo Produttivo (FPC), Attestati di esecuzione Prove e Controlli Qualità Interni lo stabilimento di produzione e del centro di trasformazione, Patentino Saldatori, Welding Procedure Specification (WPS), Welding Procedure Qualification Record (WPQR), Controlli visivi saldature, Prove ai Liquidi Penetranti e Controllo Magnetoscopico per le saldature realizzate in opera, Verbale Serraggio bullonature, Prove di Laboratorio sui Materiali Impiegati e relativi Certificati di Prestazione che garantiscono la qualità e prestazione garantita richiesta per l'acciaio prescritto dal progettista strutturale in fase di progetto*

- Fotocopia vidimata dal Responsabile di Produzione dei documenti d'accompagnamento delle forniture consistenti in:

a. Certificato di collaudo interno;

b. Dichiarazione che i prodotti impiegati sono qualificati;

- Certificati rilasciati da un Laboratorio ufficiale riconosciuto ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/2001 relativi ai controlli in officina o in cantiere.

2. PER STRUTTURE IN C.A. (C.L.S. e barre d'armatura) si richiede:

*D.D.T., Registro Getti e Verbali Prelievo, Marcatura C.E. acciaio d'armatura, Dichiarazione Di Prestazione (DoP) del c.l.s. prefabbricato e acciaio d'armatura, Certificati di Origine forniti dal produttore acciaio d'armatura, Attestati di Qualificazione/Certificazione degli Inerti, Cemento e barre d'armatura impiegati, Certificazione del Controllo e Collaudo Interno del Processo Produttivo (FPC), Attestati di esecuzione Prove e Controlli Qualità Interni lo stabilimento di produzione e del centro di trasformazione, Prove di Laboratorio sui Materiali Strutturali Impiegati e Relativi Certificati di Prestazione che garantiscono la qualità e prestazione garantita richiesta per il c.l.s. e acciaio d'armatura prescritto dal progettista strutturale in fase di progetto*

- Certificato rilasciato da un Laboratorio ufficiale riconosciuto ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/2001 relativo alle prove di qualificazione su cubetti in calcestruzzo prelevati in cantiere;
- Certificato rilasciato da un Laboratorio ufficiale riconosciuto ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/2001 relativo alle prove di qualificazione dell'acciaio utilizzato in cantiere;
- Fotocopie vidimate dal Direttore dei Lavori Strutturali dei Certificati dei controlli in stabilimento (acciaieria) dell'acciaio utilizzato in cantiere.

Controlli di tipo A, caratteristiche dei provini e delle prove conformi a D.M. 17/01/2018

Tutte le forniture dovranno essere accompagnate da etichette e documenti di accompagnamento recanti Marchiatura CE prevista dalla Direttiva 89/106/CEE recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 modificato dal DPR 10/12/1997 n.499.

Nello specifico:

Componente	Norma armonizzata di riferimento
Leganti idraulici	UNI EN 197
Aggregati	UNI EN 12620 e 13055-1 per aggregati leggeri
Additivi conformi	UNI EN 934-2
Acqua di impasto	UNI EN 1008

Acciaio per barre e reti elettrosaldate:

- Ogni fornitura in cantiere di elementi preassemblati deve essere accompagnata da:
  - a) Dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività
  - b) Attestazione dell'esecuzione di prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni di avvenuta lavorazione del lotto di produzione.
- I controlli di accettazione e le prove saranno conformi alle Norme tecniche 17/01/2018 (p.to 11.3.2.10)

### 3.NOMI PRODOTTI E MARCHI

Ove indicata la marca di un prodotto commerciale si consideri sempre la dicitura "o equivalente", nel rispetto del "Codice degli Appalti", ovvero dell'art. 68, comma 5-6, del D.Lgs. n.50/2016 del 18/04/2016 e s.m.i., D.Lgs n. 36/2023 del 31/03/2023 e s.m.i., D.P.R. n.207/2010 del 05/10/2010

### NOTE GENERALI VARIE

1.Eventuali modifiche e varianti costruttive da realizzarsi, rispetto al progetto architettonico e strutturale presentato ed approvato, sono da concordarsi preventivamente con la D.L. (Architettonica e Strutturale) e Progettista (Architettonico e Strutturale), che dovranno controllarle, verificarle ed approvarle prima della loro produzione, realizzazione e messa opera.

Sarà cura della D.L. (Architettonica e Strutturale, in accordo con il Progettista Architettonico e Strutturale) predisporre una variante specifica adatta al caso e situazione riscontrata (per le varianti derivanti da richieste della committenza e/o per esigenze di cantiere non derivanti da specifiche proposte favorite/preferenziali del costruttore).

In caso di modifiche dei particolari costruttivi (e/o progetto architettonico, progetto strutturale) proposte/desiderate/richieste dall'impresa esecutrice dei lavori essa dovrà fornire alla D.L. Architettonica e Strutturale tutta la documentazione idonea e necessaria (tavole grafiche costruttive, relazioni di calcolo, modulistica, documentazione, schede tecniche, ecc...) per presentare le necessarie varianti in corso d'opera, documentazione per Fine Lavori ed Agibilità/Abitabilità presso gli uffici tecnici dei relativi organi/enti competenti preposti.

2.**Tolleranze Dimensionali:** Durante la costruzione la D.L. Architettonica controllerà che l'esecuzione delle opere sia congruente al progetto esecutivo (e relative pratica edilizia e pratica sismica presentate ed autorizzate) verificando che le misure geometriche rientrino entro la tolleranza dimensionale normativa ammessa (2%). Tolleranze dimensionali, fabbricazione e montaggio dovranno essere in accordo con le prescrizioni di Eurocodice 1 p.to 7.

Diversamente (in caso di rinvenute differenze/difficoltà fuori tolleranza o modifiche richieste/intervenute in corso di costruzione per volere della committenza e/o impresa) sarà necessario presentare una Variante in Corso d'Opera (con i relativi sovraccosti ad onere del committente in termini di onorari per prestazioni tecnico-professionali ed Imposte/Tasse/Contributi comunali)

3.In generale, ai sensi del D.L. 16 giugno 2017, n. 106 "Adeguamento della normativa nazionale alle disposizioni del regolamento (UE) n. 305/2011, che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE", tutti i prodotti da costruzione devono possedere Dichiarazione di Prestazione e relativa Marcatura CE, da trasmettere al D.L. strutturale prima della consegna in cantiere (per accettazione ed approvazione), nonché in allegato alle bolle di consegna.

4.**Forometrie:** per il posizionamento dei cavedi e dei fori per impianti e tubazioni si vedano gli elaborati del progetto architettonico ed impiantistico. In caso di discordanze si farà riferimento al progetto impiantistico, previa verifica ed approvazione da parte della D.L. Strutturale (prima della produzione, realizzazione e messa opera) garantendo il soddisfacimento della resistenza, rigidità, robustezza, duttilità strutturale necessaria e relativa sicurezza.

- forometrie circolari fino al diametro Ø150 mm: necessario disporre (prima del getto) controtubo plastico
- forometrie circolari diametro di diametro compreso fra Ø150 e Ø250 mm: necessario disporre (prima del getto) controtubo in acciaio S235 JR di sp. 5 mm (con zigrature esterne, e/o 4 spezzoni di ferri Ø6 - L=20 cm radiali per miglior aggrappo al getto ed antifessurazione)

- forometrie circolari ravvicinate: realizzare forometria/cavedio rettangolare che circonda l'insieme delle tubazioni, con l'accortezza di realizzare su tutto il contorno di tale cavedio cordoli in c.a. (in spessore di soletta piena) di dimensione 20xH, con armatura 2Ø16 sup., 2Ø16 inf., St.Ø8/20"

- forometrie/cavedi rettangolari con lato maggiore 60 cm: realizzare su tutto il contorno di tale cavedio cordoli in c.a. (in spessore di soletta piena) di dimensione 30xH, con armatura 3Ø16 sup., 3Ø16 inf., St.Ø8/20".

Non spezzare le barre d'armatura in corrispondenza dei fori (i ferri longitudinali d'armatura sup. ed inf. dovranno passarvi di fianco), ove i fori dovessero essere più grandi del passo delle barre d'armatura (ove è quindi necessario spezzare il ferro), è necessario realizzare i

cordoli armati di cui sopra, oppure posizionare un ferro aggiuntivo d'armatura sup. ed inf. di pari diametro del ferro interrotto, da posizionarsi sui 4 lati del foro rettangolare, con sbordo oltre il foro di 40 diametri per ancoraggi.

Negli elementi strutturali i fori non indicati nel progetto strutturale dovranno essere preventivamente approvati dalla D.L. strutturale.

Non sono ammesse tagliole e tracce su travi, pilastri e pareti aventi spessore minore o uguale a 25 centimetri.

5. Finiture, Forometrie ed altri Dettagli Impiantistici ed Architettonici non riportati nel progetto strutturale fare riferimento ai relativi specifici elaborati esecutivi architettonici ed impiantistici. In caso di discordanze fare riferimento al progetto impiantistico ed architettonico, previa verifica ed approvazione da parte della D.L. Strutturale (prima della produzione, realizzazione e messa opera) garantendo il soddisfacimento della resistenza, rigidità, robustezza, duttilità strutturale necessaria e relativa sicurezza.

6. Montaggio: il progetto della sequenza incrementale di montaggio (fasi esecutive/costruttive) delle strutture dovrà essere sottoposto alla verifica ed approvazione da parte della D.L. Strutturale (prima della produzione, realizzazione e messa opera) garantendo il soddisfacimento della resistenza, rigidità, robustezza, duttilità strutturale necessaria e relativa sicurezza.

7. Ove indicata la marca di un prodotto commerciale si consideri sempre la dicitura "o equivalente", nel rispetto dell'art. 68-comma 5-6 del D.Lgs. 50/2016 e s.m.i.

8. Fondazioni: Le nuove strutture di fondazione ove interferenti con le fondazioni esistenti (se non diversamente specificato dal consulto con la D.L. strutturale) devono essere collegate, raccordate e solidarizzate con le fondazioni esistenti mediante appositi accorgimenti costruttivi, scapitozzatura, utilizzo di barre d'ancoraggio innestate entro le strutture esistenti con resine chimiche ed altri specifici accorgimenti (si veda quanto riportato nelle eventuali tavole esecutive di dettaglio).

E' inoltre necessario scapitozzare e demolire parzialmente le fondazioni esistenti in corrispondenza delle interferenze per indagare e verificare, durante la messa in opera, l'effettiva presenza delle armature e geometrie come previsto da progetto esecutivo storico ufficiale depositato e visionato, su cui ci si deve basare per la progettazione delle fondazioni.

In caso di discordanze, fra quanto rilevato in sito durante l'esecuzione dei lavori (in termini di geometria, forma, dimensioni ed armatura delle fondazioni) rispetto a quanto presupposto durante la fase di progettazione esecutiva, contattare la D.L. strutturale prima di procedere con la messa in opera delle strutture di fondazione. Sarà cura del D.L. strutturale (in accordo con il progettista delle strutture) predisporre una variante specifica adatta al caso e situazione effettivamente riscontrata.

9. Vibrazioni, stabilità/sicurezza scavi, trivellazioni, demolizioni, costruzioni: durante tutte le varie fasi esecutive/costruttive dell'opera ed operazioni di cantiere (quali demolizioni, scavi terreno, trivellazioni, realizzazione fondazioni, costruzioni delle opere, ecc...) è necessario (a cura e responsabilità dell'impresa esecutrice) garantire la sicurezza degli operai, della struttura in demolizione/costruzione, degli scavi e terreno, ed edifici esistenti limitrofi. Per garantire ciò l'impresa esecutrice dei lavori è obbligata a rispettare tutte le necessarie prescrizioni normative ed esecutive riportate nel progetto strutturale, nonché i criteri costruttivi indicati dalla D.L. Strutturale.

Per evitare danneggiamenti, fessurazioni, lesioni di vario tipo ad eventuali edifici esistenti limitrofi l'impresa esecutrice dovrà svolgere tutte le operazioni di cantiere con sistemi e tecnologie costruttive atte a ridurre al minimo le vibrazioni ed impatto sugli edifici limitrofi e terreno di fondazione; monitorando anche le vibrazioni, spostamenti/cedimenti del terreno limitrofo per individuare e segnalare alla D.L. Strutturale eventuali situazioni critiche, in modo da intervenire tempestivamente con soluzioni proposte dalla D.L. Strutturale e condivise con l'impresa.

10. La struttura è progettata per essere fruibile e strutturalmente sicura nella sua configurazione finale interamente eretta e realizzata; è responsabilità unica dell'impresa esecutrice dei lavori assicurare la sicurezza e la stabilità dell'opera (e delle sue parti componenti) durante le varie fasi esecutive/costruttive del progetto

11. Lo studio delle ottimali fasi costruttive e sistemi costruttivi da impiegarsi per garantire la sicurezza e stabilità della struttura del fabbricato oggetto di intervento (e delle sue parti che lo compongono, ed edifici limitrofi) è ad onere e cura dell'impresa esecutrice, la quale dovrà comunque interfacciarsi con la D.L. Strutturale per sottoporli le metodologie e fasi costruttive concordate per ottenere parere favorevole all'esecuzione (con approvazione delle fasi costruttive) prima dell'inizio dei lavori. Eventuali problematiche riscontrate in corso d'opera, dovute alla non scrupolosa osservanza delle prescrizioni progettuali (riportate nel progetto esecutivo) e della D.L. Strutturale, saranno quindi a responsabilità dell'impresa esecutrice.

12. Impermeabilizzazione: tutte le superfici interrate poste direttamente a contatto col terreno e tutte le superfici fuori terra investite dall'acqua piovana ed a contatto con la pioggia battente dovranno essere opportunamente impermeabilizzate secondo le metodologie e cicli applicativi certificati e validati proposti dalla ditta specialistica di impermeabilizzazione (che dovrà comunque confrontarsi con la D.L. Architettonica, per sottoporli le sue proposte, in modo che le possa verificare ed approvare prima della messa in opera), impiegando adeguate membrane/teli/guaine impermeabilizzanti, combinate e/o in alternativa (ove e se ritenuto necessario) con l'impiego di additivi (es. Penetron Admix o simili) nel c.l.s. delle pareti, platee ed elementi controterra in c.a., adatti a creare delle "vasche bianche" impermeabili, nonché con l'uso (sempre ove e se ritenuto necessario) di malte di finitura del tipo "antiumidità". E' cura ed onere della ditta che esegue le impermeabilizzazioni rilasciare un certificato di garanzia della buona esecuzione dell'impermeabilizzazione. In caso di problemi futuri di impermeabilizzazione ed infiltrazioni sarà la suddetta ditta esecutrice dei lavori a rispondere delle conseguenze, sia in termini di economici che giuridici. In corrispondenza di tutte le riprese di getto che interessino le superfici interrate, devono essere inseriti opportuni cordoni/giunti bentonitici tipo "Basf Thoroseal Giunto Bentonitico" (waterstop idroespansivo in bentonite sodica ed elastomeri, per la tenuta idraulica di riprese di getto in calcestruzzo) o similare di maggiori prestazioni, completato con trattamento superficiale di ulteriore chiusura e sicurezza.

E' inoltre necessario porre particolare attenzione nei riguardi dell'impermeabilizzazione delle zone interrate (muri contro terra, paratie, fondazioni) immersi in falda, nonché per le pareti e superfici in elevazione a diretto contatto con il terreno che possono danneggiarsi a seguito di risalite di umidità, con ammaloramenti, formazioni di muffe, carbonatazioni. In tali casi è necessario impiegare degli appositi cicli applicativi certificati di comprovata validità ed efficacia, impiegando anche nella rifinitura superficiale apposite malte da intonaco del tipo "antiumidità".

13. Drenaggi: a tergo di tutte le strutture interrate dovranno essere predisposti opportuni sistemi di drenaggio e di raccolta delle acque, previa verifica ed approvazione della D.L.

14. Presenza di acqua a fondo scavo: ricorrere a opportuno impianto di pompaggio per l'abbassamento del livello della falda. L'Impresa potrà rimuovere l'impianto di pompaggio solamente al termine del cantiere, previa verifica ed approvazione della D.L.

15. Fossa Ascensore: In corrispondenza dei vani ascensore, in base alle specifiche della ditta fornitrice degli ascensori, potrà essere realizzata una fossa ascensore ad una profondità leggermente differente rispetto a quella attualmente prevista in progetto. (ad ogni modo si deve sempre garantire una profondità di almeno 150 cm della fossa ascensore).

Le eventuali modifiche sono da concordare preventivamente con la D.L. strutturale, che dovrà controllare, verificare ed approvare le modifiche prima della loro produzione, realizzazione e messa in opera.

Sarà cura dell'impresa costruttrice (in accordo con il D.L. e progettista delle strutture) predisporre una variante specifica adatta al caso e situazione riscontrata, fornendo la documentazione idonea e necessaria (tavole grafiche costruttive, relazioni di calcolo, modulistica, ecc...) per depositare le varianti in corso d'opera presso gli enti preposti.

16. Impianti MEP e Macchinari: Le imprese installatrici degli impianti MEP (meccanici, termici, elettrici, idraulici), a proprio totale onere e cura, dovranno redigere a firma di tecnico abilitato, il progetto esecutivo meccanico, termico, elettrico, idraulico degli impianti stessi e degli elementi di sostegno e collegamento degli impianti alla struttura portante principale ai sensi del cap. 7.2.4 del D.M. 17/01/2018.

Il progetto dei collegamenti strutturali di cui sopra dovrà essere sottoposto alla verifica ed approvazione da parte della D.L. Strutturale (prima della realizzazione e messa in opera) garantendo il soddisfacimento della resistenza, rigidità, robustezza, duttilità strutturale e relativa sicurezza necessaria.

Sarà cura dell'impresa installatrice degli impianti trasmettere alla D.L. Strutturale la certificazione e documentazione idonea e necessaria (tavole grafiche costruttive, relazioni di calcolo a firma di tecnico abilitato, ecc...) per la verifica strutturale dei sistemi di collegamento alle strutture portanti adottati.

#### **NOTE SULLE OPERE IN C.A. GETTATE IN OPERA**

1. L'impresa deve avvisare la D.L. strutturale almeno 24 ore prima dell'esecuzione di ogni getto: le armature e getti dovranno essere controllati ed approvati dalla D.L. strutturale, la quale dovrà fornire esito positivo prima di procedere al getto

2. L'impresa esecutrice dovrà prevedere le necessarie riprese di getto con le adeguate armature/dettagli di ripresa (confrontandosi preliminarmente con la D.L. Strutturale per l'approvazione). E' sempre necessario concordare con la D.L. Strutturale dove e come disporre interruzioni/ripresе di getto, nonché per approvare i materiali e soluzioni tecniche proposte dall'impresa costruttrice prima della messa in opera. Ogni qualvolta che l'impresa decide di effettuare interruzioni/ripresе di getto dovrà essere consultata la D.L. Strutturale per visione, verifica ed approvazione delle soluzioni proposte, congiunta alla visita in cantiere prima dell'approvazione del getto.

3. L'impresa esecutrice dovrà sottoporre alla preventiva approvazione della D.L. strutturale le procedure di realizzazione delle strutture in c.a. in elevazione e le tolleranze di verticalità conseguibili.

4. L'impresa esecutrice dovrà prevedere apposita piegatura dei ferri nei cambiamenti di sezione se non diversamente specificato.

5. Qualora l'interasse delle staffe fosse troppo piccolo e impedisca le normali attività di getto concordare con la D.L. strutturale un opportuno aumento di diametro ed interasse.

6. Le lunghezze dei ferri devono eventualmente essere arrotondate per eccesso.

7. Le misure dei ferri sono al netto degli uncini.

8. La lunghezza di ancoraggio minima minima dei ferri nelle riprese di getto devono essere di almeno 100 cm, e comunque non inferiore a 80Ø.

9. I ferri e le staffe sono quotati all'esterno.

10. Eventuali modifiche di armatura sono da concordare preventivamente con la D.L. strutturale, la quale dovrà supervisionare, accettare e validare le modifiche prima della messa in produzione dell'opera.

11. Note specifiche relative alle tavole delle strutture in c.a. sono riportate nelle singole tavole.

12. Armature: nelle tavole di armatura non sono indicate le armature aggiuntive necessarie per il confezionamento delle gabbie.

13. Diametri minimi dei mandrini di piegatura:

Diametro barra Ø < 16 mm: diametro mandrino > 4Ø

Diametro barra Ø > 16 mm: diametro mandrino > 7Ø

14. Forometrie: controllo forometrie a carico dell'impresa. L'adattamento degli schemi tipici di armatura in corrispondenza dei fori non indicati negli elaborati grafici esecutivi è a cura della D.L. strutturale. Si vedano le prescrizioni generali riportate in precedenza sulle forometrie a cui attenersi.

15. Tutte le forniture di acciai per cemento armato devono essere accompagnate dalla documentazione definita al p.to 11.3.2 del D.M. 17/01/2018 comprovante il controllo e la qualificazione dei materiali. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. Strutturale prima dei getti.

16. Durante i getti, procedere a prelievi e prove/test di resistenza di laboratorio, almeno nel numero minimo definito al p.to 11.2.5 del D.M. 17/01/2018 inerente i controlli di accettazione del calcestruzzo.

#### **NOTE ESECUTIVE E SUI PARTICOLARI COSTRUTTIVI IN C.A.**

1. Prima della messa in produzione ed opera degli elaborati grafici costruttivi d'armatura sarà necessaria (ad esclusivo onere e carico dell'impresa esecutrice) la controverifica, congruenza e rispondenza delle misure riportate nel progetto esecutivo strutturale ed architettonico presentato con le misure realmente rilevate e riscontrate in cantiere, nonché effettuare la verifica della compatibilità geometrica del progetto costruttivo strutturale, congruenza degli elementi connessi, delle sovrapposizioni d'armatura, interferenze, errori di rappresentazione, ecc...

In caso di discordanze, difformità ed incompatibilità l'impresa esecutrice dovrà prevedere un adeguamento dei costruttivi d'armatura, tenendo conto anche delle reali misure rilevate in sito, tali costruttivi aggiornati dovranno essere trasmessi alla D.L. strutturale per la verifica ed approvazione prima della messa in produzione ed opera.



2.Eventuali modifiche dei particolari costruttivi (ed in generale di progetto) proposte dall'impresa esecutrice sono da concordare preventivamente con la D.L. strutturale, che dovrà controllarli, verificarli ed approvarli prima della loro messa in produzione ed opera.

Sarà cura dell'impresa esecutrice (in accordo con la D.L. strutturale) predisporre una variante specifica adatta al caso e situazione riscontrata (per le varianti non derivanti dalla committenza, ovvero per modifiche di dettaglio e/o di cantiere richieste/proposte dall'impresa)

In tali casi l'impresa esecutrice dovrà fornire alla D.L. Strutturale tutta la documentazione idonea e necessaria (elaborati grafici costruttivi, relazioni di calcolo, ecc...) per depositare le necessarie varianti in corso d'opera (e finali) presso gli enti preposti prima della dichiarazione di fine lavori strutturale

3.Le installazioni di impianti MEP (meccanici, termici, elettrici, idraulici), reti distributive, tracciamenti e forometrie impiantistiche interferenti con le opere strutturali ed architettoniche in progetto (ove non già rappresentate nel progetto esecutivo impiantistico presentato/autorizzato, e/o concordate, verificate ed approvate dal progettista strutturale ed architettonico in fase di progettazione), nonché le varianti di cantiere in corso d'opera del progetto impiantistico, dovranno essere concordate in fase di esecuzione con la supervisione ed approvazione dalla D.L. Strutturale ed Architettonica prima della messa in opera.

4.Prima dell'esecuzione dei getti in c.l.s. l'impresa costruttrice dovrà avvisare la D.L. Strutturale almeno 24h prima per le necessarie verifiche dei dettagli d'armatura disposti in cantiere; controllati i dettagli costruttivi e le disposizioni d'armatura la D.L. Strutturale fornirà approvazione formale scritta via mail per procedere con l'esecuzione del getto. Per aiutare la D.L. Strutturale l'impresa esecutrice delle opere in c.a. può fornire le foto di cantiere con i dettagli d'armatura ed esecutivi completati, in modo da rendere più rapida la fase di controllo prima del getto.

#### **NOTE SULLE OPERE IN CARPENTERIA METALLICA**

1.Protezione dalla corrosione: Tutti gli acciai di carpenteria dovranno essere trattati con specifici cicli di preparazione (sabbatura, sgrassatura, decapaggio, ecc...) per creare un'idonea base di applicazione dei trattamenti anticorrosione (di alta qualità), con successive mani di smalto e ritocchi in opera ove necessario (es. nei punti di saldatura in opera, nodi di collegamento bullonati e porzioni rovinare e scalfite in cantiere).

Ove non diversamente specificato negli elaborati grafici specifici di dettaglio (e/o richiesto dalla D.L. Strutturale previo accordo con la Committenza) per gli elementi metallici in vista (o grande dimensione, o con presenza di collegamenti generalmente saldati in opera) si consiglia un trattamento protettivo con verniciatura/smalto anticorrosione (di migliore finitura ed impatto estetico) mentre per gli elementi non in vista (di modesta dimensione, profili tubolari cavi, o con presenza di collegamenti generalmente bullonati o saldati in officina) si consiglia un trattamento protettivo con bagno di zincatura caldo (o elettrolitica).

Il trattamento a verniciatura/smalto (previa applicazione dei trattamenti preliminari e primer per fissare e rendere durevole la verniciatura), e pittura di rifinitura allo zinco (per gli elementi zincati), dovrà essere maggiormente accurato per tutti le porzioni in vista ed esposte alle intemperie, così come per le mani di ripresa in opera e successivi trattamenti di finitura.

Le norme di riferimento a cui attenersi sono le UNI 3740-6. In ogni caso prima di procedere al trattamento anticorrosione l'impresa di carpenteria metallica dovrà contattare la D.L. Strutturale, la quale deciderà (in accordo con la committenza e progettista architettonico) il tipo di trattamento da impiegarsi per i vari elementi metallici previsti in progetto.

2.L'impresa esecutrice dovrà garantire la stabilità delle strutture metalliche durante il sollevamento, il montaggio e in fase di getto e maturazione delle strutture in c.a. ad esse connesse mediante opportune strutture provvisorie di sostegno o controvento.

3.Le fasi di sollevamento e montaggio e le strutture provvisorie dovranno essere sottoposte alla preventiva approvazione della D.L.

4.Tutte le forniture di acciai delle strutture metalliche devono essere accompagnate dalla documentazione definita al p.to 11.3.4 del D.M. 17/01/2018 comprovante il controllo e la qualificazione dei materiali. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. prima della messa in opera delle strutture;

5.Saldature: i collegamenti mediante saldatura saranno sottoposti al controllo della D.L. strutturale e di istituti autorizzati al controllo delle saldature. Le saldature con asse ortogonale alla direzione di laminazione e soggette a trazione saranno sottoposte al controllo "z" per strappo lamellare. Le caratteristiche dimensionali e di dettaglio delle saldature riportate nelle tavole grafiche sono da intendersi come minime. Per quanto concerne i procedimenti di saldatura da adottarsi, la qualificazione dei saldatori, l'entità ed il tipo dei controlli da effettuarsi sulle saldature, in officina ed in opera, si deve riferire integralmente a quanto riportato al p.to 11.3.4.5 del D.M. 17/01/2018.

6.Scale metalliche: per eventuali varianti riguardanti corrimano, parapetto e montanti, vedere disegni architettonici o prescrizioni della D.L. (si richiedono comunque prestazioni in termini di resistenza non inferiori a quelle della soluzione riportata sulle tavole strutturali).

7.Impalcati metallici: contromonta delle travi e stabilità in transitorio: prevedere dispositivi temporanei che assicurino la stabilità flessotorsionale delle travi durante il getto del solaio. Al fine di compensare le frecce sotto i carichi permanenti ed accidentali dotare le travi metalliche di opportuna contro monta, come da elaborati grafici. Si vedano anche gli allegati alla presente relazione.

8.Impalcati con lamiera grecata collaborante: il collegamento tra la lamiera grecata ed il profilo metallico sottostante deve essere dimensionato in modo da garantire la funzione controventante della lamiera prima dell'indurimento del cls dei solai (e la stabilità flessotorsionale delle travi in fase di getto del cls) ed il trasferimento delle azioni di diaframma (Riferimento: Eurocodice 3 parte 1-3, p.to 10.3 "Stressed skin design"). Inoltre, dove la piolatura/uncinatura non è specificata, si prevede di realizzare una collaborazione attraverso connettori Hilti o equivalenti ai fini del contenimento delle deformazioni e per il trasferimento delle azioni di diaframma.

9.Controfrecce: Prima di procedere alla produzione di carpenteria, in fase di redazione degli esecutivi di officina, l'appaltatore dovrà concordare con la DL tutte le controfrecce da applicarsi alle travi principali, travi secondarie, sbalzi ecc, che in linea di principio terranno conto di una "contromonta" pari alla freccia dovuta alla totalità dei carichi permanenti (strutturali e non) più il 50% dei sovraccarichi variabili accidentali. Negli elaborati grafici sono comunque evidenziate le eventuali contromonte minime da normativa da applicarsi sulle strutture in progetto.



10. Collegamenti bullonati: i bulloni, se non diversamente specificato degli elaborati di dettaglio, sono da assumersi di classe almeno pari a 8.8 e con collegamento a taglio (ovvero non ad attrito e senza precarico e serraggio controllato) e con coppia di serraggio "standard", pari a quanto definito dalla norma UNI EN 1090-2, e con accorgimenti, rondelle per evitare l'allentamento della bullonatura.

11. Giunti acciaio-c.c.a. (piastre di base) pre-installati: l'Impresa esecutrice deve verificare il posizionamento dei tirafondi prima del getto delle strutture in c.c.a. relative.

#### **NOTE SULLE OPERE IN LEGNO STRUTTURALE**

1. L'impresa esecutrice dovrà garantire la stabilità delle strutture legnose durante il sollevamento ed il montaggio mediante opportune strutture provvisorie di sostegno o controvento.

2. Le fasi di sollevamento e montaggio e le strutture provvisorie dovranno essere sottoposte alla preventiva approvazione della D.L.

3. Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate dalla documentazione definita al p.to 11.7 del D.M. 17/01/2018 comprovante il controllo e la qualificazione dei materiali. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. strutturale, che dovrà controllare, verificare ed approvare prima della messa in produzione ed opera.

4. Pannelli a base di strati di legno massiccio accoppiati: il sistema di accoppiamento degli strati di legno massiccio formanti il pannello dovrà essere opportunamente certificato, secondo lo specifico brevetto di produzione, da opportuno Ente o Laboratorio autorizzato, italiano od europeo, con riferimento a normative di comprovata validità. L'impresa dovrà fornire tale documentazione, nonché i calcoli strutturali relativi al sistema di accoppiamento, secondo normative di comprovata validità, con riferimento all'opera ed ai carichi in progetto. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. prima della messa in opera delle strutture;

5. Collegamenti meccanici: l'impresa dovrà fornire i calcoli strutturali dei collegamenti meccanici sviluppati in sede di progetto costruttivo di officina, secondo normative di comprovata validità, con riferimento all'opera ed ai carichi in progetto. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. strutturale, che dovrà controllarli, verificarli ed approvarli prima della loro messa in produzione ed opera;

6. Durabilità delle strutture lignee: l'impresa dovrà produrre opportuna documentazione in merito al rispetto delle prescrizioni del punto C4.4.13 della Circ. 21/01/2019, n. 7, di applicazione del D.M. 17/01/2018. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. prima della messa in opera delle strutture;

7. Regole per l'esecuzione delle strutture lignee: l'impresa dovrà produrre opportuna documentazione in merito al rispetto delle prescrizioni del punto 4.4.15 del D.M. 17/01/2018, nonché del punto C4.4.15 della Circ. 21/01/2019, n. 7, di applicazione del D.M. 17/01/2018. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. prima della messa in opera delle strutture. In particolare, prima di essere utilizzato nella costruzione, si raccomanda che il legno sia essiccato fino al valore di umidità appropriato alle condizioni climatiche di esercizio della struttura finita.

#### **NOTE ESECUTIVE E SUI PARTICOLARI COSTRUTTIVI E COLLEGAMENTI DELLE STRUTTURE METALLICHE (O LIGNEE)**

1. Lo sviluppo e dimensionamento costruttivo dei particolari e collegamenti metallici (delle strutture metalliche e/o lignee) sono a carico dell'impresa esecutrice dell'opera, essi devono tenere conto della concezione progettuale imposta dal progettista nel progetto esecutivo.

2. L'appaltatore potrà proporre alla D.L. strutturale (in fase di redazione dei disegni costruttivi d'officina, previa opportuna preventiva verifica ed approvazione da parte della D.L. strutturale) eventuali nodi e/o particolari di connessioni tra i profili alternativi a quelli di progetto, nonché propositivi/migliorativi rispetto a quelli (rappresentati e non) in base al proprio Know-How, retaggio, esperienza, modus operandi, le proprie personali e differenti modalità operative, attrezzature e macchinari di lavorazione (di officina e cantiere) e preferenze/esigenze costruttive di cantiere (specialmente in ambito di prefabbricazione, acciaio, c.a.p., legno), di economicità forniture, disponibilità e preferenze approvvigionamento materiali in tempi brevi e bassi costi, taglio/suddivisione elementi, realizzazione nodi di collegamento (bullonati e/o saldati), applicazione trattamenti antiruggine e verniciatura, trasporto, cantierizzazione, montaggio e messa in opera o per altre varie motivazioni per facilitare la manovrabilità ed installabilità.

3. Per le strutture (metalliche e/o lignee) si dovrà far riferimento al progetto costruttivo realizzato dall'impresa fornitrice, in caso di discordanze fra i vari elaborati grafici devono ritenersi prevalenti le indicazioni contenute nel progetto costruttivo d'officina dell'impresa esecutrice.

Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice degli elementi (metallici e/o lignei), comprensivo del progetto delle fasi costruttive di messa in opera, dovrà essere sottoposto alla verifica ed approvazione da parte della D.L. Strutturale (prima della produzione, realizzazione e messa opera) garantendo il soddisfacimento della resistenza, rigidezza, robustezza, duttilità strutturale e relativa sicurezza necessaria.

4. Prima della messa in produzione ed opera degli elaborati grafici costruttivi d'officina sarà necessaria (ad esclusivo onere e responsabilità dell'impresa costruttrice delle opere metalliche e/o lignee) la controverifica, congruenza e rispondenza delle misure riportate nel progetto esecutivo strutturale ed architettonico presentato con le misure realmente rilevate e riscontrate in cantiere, nonché effettuare la verifica della compatibilità geometrica del progetto strutturale, congruenza degli elementi connessi, dei collegamenti (bullonati e saldati), interferenze, errori di rappresentazione, ecc...

In caso di discordanze, difformità ed incompatibilità l'impresa esecutrice dovrà prevedere un adeguamento dei costruttivi d'officina, tenendo conto anche delle reali misure rilevate in sito, tali costruttivi aggiornati dovranno essere trasmessi alla D.L. strutturale per la verifica ed approvazione prima della messa in produzione ed opera.

5. Eventuali modifiche dei particolari costruttivi (ed in generale di progetto) proposte dall'impresa costruttrice sono da concordare preventivamente con la D.L. strutturale, che dovrà controllarli, verificarli ed approvarli prima della loro messa in produzione ed opera.

Sarà cura dell'impresa esecutrice (in accordo con la D.L. strutturale) predisporre una variante specifica adatta al caso e situazione riscontrata (per le varianti non derivanti dalla committenza, ovvero per modifiche di dettaglio e/o di cantiere richieste/proposte dall'impresa)

In tali casi l'impresa costruttrice dovrà fornire alla D.L. Strutturale tutta la documentazione idonea e necessaria (elaborati grafici costruttivi, relazioni di calcolo, ecc...) per depositare le varianti in corso d'opera presso gli enti preposti.

6. Le installazioni di impianti MEP (meccanici, termici, elettrici, idraulici), reti distributive, tracciamenti e forometrie impiantistiche interferenti con le opere strutturali ed architettoniche in progetto (ove non già rappresentate nel progetto esecutivo impiantistico

presentato/autorizzato, e/o concordate, verificate ed approvate dal progettista strutturale ed architettonico in fase di progettazione), nonché le varianti di cantiere in corso d'opera del progetto impiantistico, dovranno essere concordate in fase di esecuzione con la supervisione ed approvazione dalla D.L. Strutturale ed Architettonica prima della messa in opera.

#### **NOTE ESECUTIVE SU EDIFICI ESISTENTI**

1.come da prassi sugli edifici esistenti, vista l'impossibilità di prevedere e conoscere esattamente a priori lo stato di conservazione/ammaloramento, geometrie, dimensioni e tipologie degli elementi strutturali ed architettonici esistenti non in vista, e/o in comune con altre proprietà adiacenti confinanti (elementi orizzontali di solaio, verticali di parete, fondazioni, strutture di vario genere in elevazione e/o in comproprietà, ecc...) su cui si interviene (senza la previa totale rimozione dei pacchetti di rivestimento, intonaci e varie demolizioni con messa a nudo dei vari elementi strutturali, fondazioni e collegamenti non in vista nell'attuale stato di fatto del fabbricato), nonché l'impossibilità di individuare a priori zone critiche, punti deboli e/o mal collegati non in vista, il progetto strutturale ed architettonico nel suo complesso (e relativi elaborati grafici esecutivi) sono da intendersi sempre soggetti a possibili modifiche e varianti, rese necessarie a seguito del rinvenimento di situazioni strutturali critiche esistenti non prevedibili che si dovranno necessariamente considerare, consolidare e migliorare per garantire l'imprescindibile sicurezza strutturale dell'intervento.

In caso di intervento edilizio su edificio esistente storico, in zona di riconosciuto valore, e sensibile a particolari regolamentazioni e restrizioni da parte dei vari uffici tecnici dei relativi organi/enti competenti preposti all'istruzione delle pratiche amministrative (SUE, Comune/Municipio, Ufficio Sismica, Soprintendenza, Paesaggistica, AUSL, VV.FF., ecc...), gli interventi edili/architettonici e strutturali in oggetto e le modalità esecutive operate dall'impresa costruttrice dovranno essere necessariamente adeguate ed allineate alle circostanze e necessità.

Nello specifico le lavorazioni edili/architettoniche e strutturali potranno quindi essere soggette a modifiche, e se necessario ridiscusse durante le fasi di demolizione e messa a nudo degli elementi strutturali allo stato di fatto attuale non in vista.

I relativi dettagli strutturali esecutivi potranno essere modificati dal progettista strutturale (in accordo con il D.L. strutturale, progettista architettonico e D.L. architettonico), con l'intento di trovare soluzioni puntuali migliorative e più adatte alle situazioni rinvenute durante il cantiere e non prevedibili a priori.

Giunti alla demolizione con messa a nudo delle strutture esistenti si dovrà necessariamente consultare la D.L. Strutturale per concordare come proseguire.

La realizzazione di tali (e/o altri) differenti interventi edili/architettonici e/o strutturali dovrà inoltre necessariamente essere sottoposto al processo di autorizzazione amministrativa, passando attraverso una Variante regolarmente depositata/autorizzata e protocollata/ufficializzata dai relativi uffici degli organi/enti competenti preposti in materia all'istruzione delle pratiche

Tali eventuali modifiche in corso d'opera saranno quantificate e soggette a conguaglio finale.

#### **NOTE PER LA PROGETTAZIONE DEGLI ELEMENTI DI FACCIATA, COPERTURA E RELATIVI ANCORAGGI E FISSAGGI**

1.Per il dimensionamento degli elementi dell'involucro di facciata e copertura (pannelli di tamponamento di facciata, di copertura, facciate vetrate, pannelli fotovoltaici, termocappotto, ecc...) e relativi fissaggi sotto l'azione del vento occorre tenere conto della possibilità di fenomeni LOCALI di turbolenza e conseguente aumento dell'azione di pressione e depressione del vento rispetto ai valori riportati nella relazione di calcolo strutturale allegata alla pratica sismica presentata ed autorizzata (questi ultimi utilizzabili solo per il dimensionamento delle strutture portanti).

A tale scopo si può fare riferimento a *UNI EN 1991-1-4 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento"*, secondo il riferimento  $cpe=1$  (valore del coefficiente di pressione per il dimensionamento di elementi con area di influenza/carico inferiore a 1 mq) in funzione anche della giacitura, della collocazione (zone di bordo o di spigolo) dell'elemento stesso.

In ogni caso, contattare la D.L. per verificare l'esattezza dei valori dell'azione ventosa da adottarsi.

La documentazione tecnica e di calcolo/verifica che l'Impresa installatrice di tali elementi dovrà fornire alla D.L. strutturale prima della messa in opera dovrà necessariamente contenere le verifiche strutturali dei medesimi elementi nei confronti dell'azione sismica, dei pesi propri, portati e variabili (in particolare, neve e vento), e del carico d'incendio (con riferimento ai requisiti REI richiesti).

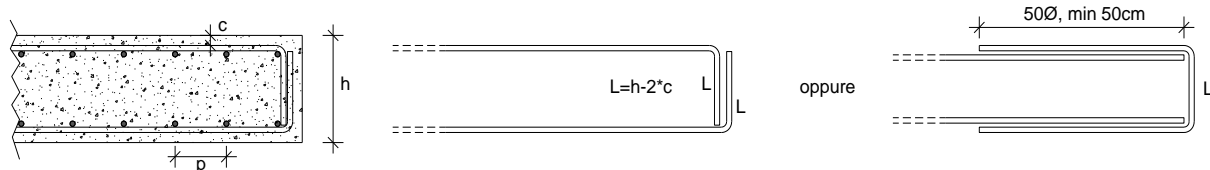
#### **COPYRIGHT, DIRITTO AUTORE E PROPRIETÀ INTELLETTUALE**

1.Tutto il materiale, documentazione, file, allegati, contenuti, testi, immagini, il lavoro di intelletto, di progetto, la grafica ed ogni altra cosa riportata e rappresentata sono di proprietà esclusiva dell'autore e protetti dal diritto d'autore (Legge n. 633/1941 del 22/04/1941 e s.m.i. L. n.248/200 del 18/08/200, L. n.62/2001 del 07/03/2001), nonché dal diritto di proprietà intellettuale.

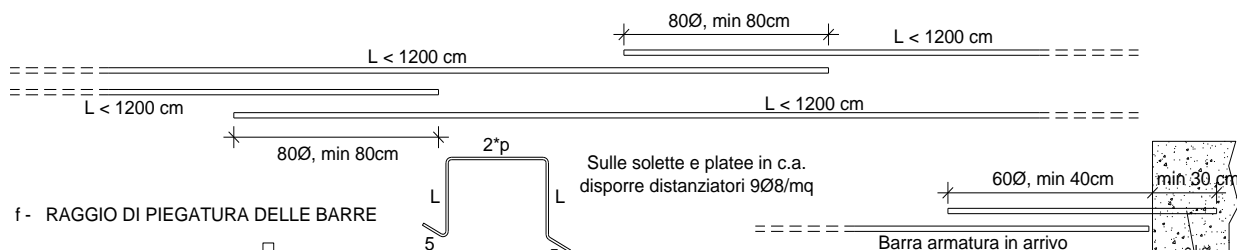
E quindi vietato copiare, appropriarsi, ridistribuire, riprodurre, diffondere, divulgare in qualsiasi forma e modo ogni contenuto, frase, immagine o altro presente nel file (ed allegati) senza l'espressa autorizzazione dell'autore.

## NOTE ARMATURE

- a - SOVRAPPOSIZIONE MINIMA BARRE ARMATURE IN ZONA COMPRESSA = 40 diametri, E COMUNQUE NON INFERIORE A 50 cm  
SALVO SE DIVERSAMENTE INDICATO NEGLI ELABORATI ESECUTIVI SPECIFICI DI DETTAGLIO
- b - SOVRAPPOSIZIONE MINIMA BARRE ARMATURE IN ZONA TESA = 80 diametri, E COMUNQUE NON INFERIORE A 80 cm  
SALVO SE DIVERSAMENTE INDICATO NEGLI ELABORATI ESECUTIVI SPECIFICI DI DETTAGLIO
- c - LE DIMENSIONI DELLE BARRE DI ARMATURA SONO RIFERITE AL LORO INGOMBRO ESTERNO, CON ANGOLI DI SAGOMATURA DI 90°  
OPPURE 45°, SALVO SE DIVERSAMENTE INDICATO NEGLI ELABORATI ESECUTIVI SPECIFICI DI DETTAGLIO
- d - LE ARMATURE CORRENTI DEVONO ESSERE RISVOLTATE ALLE ESTREMITA' DI SOLETTE E SETTI/PARETI REALIZZANDO UN BRACCIO DI ANCORAGGIO DI LUNGHEZZA PARI AD L, OPPURE IMPIEGARE FORCHETTE AD U CON SOVRAPPOSIZIONE NON INFERIORE 50 DIAMETRI  
SALVO SE DIVERSAMENTE INDICATO NEGLI ELABORATI ESECUTIVI SPECIFICI DI DETTAGLIO

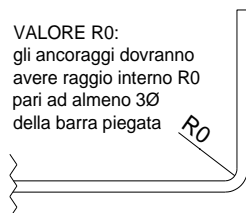


- e - NELLE ARMATURE CORRENTI LE GIUNZIONI DOVRANNO ESSERE SFALSATE NELLE PLATEE, SOLETTE, SETTI E TRAVI IN C.A.

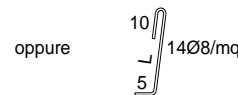
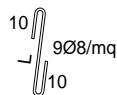


- f - RAGGIO DI PIEGATURA DELLE BARRE

VALORE R0:  
gli ancoraggi dovranno  
avere raggio interno R0  
pari ad almeno 3Ø  
della barra piegata



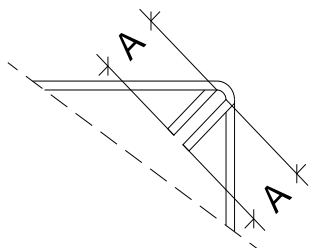
Nelle pareti in c.a. disporre spille a doppio uncino 9Ø8/mq  
Alternativamente disporre alternate spille a singolo uncino 14Ø8/mq  
Le spille di staffatura devono collegare le barre verticali



Innestato con resina bi-componente  
Tipo "Hilti HIT-HY 200-A"  
o similare di maggiori prestazioni  
NB: innestare con il medesimo diametro  
per ogni barra in arrivo

salvo se diversamente indicato negli elaborati specifici di dettaglio

## TABELLA RIASSUNTIVA GANCI DI CHIUSURA DELLE STAFFE



VALORE DI -A- :

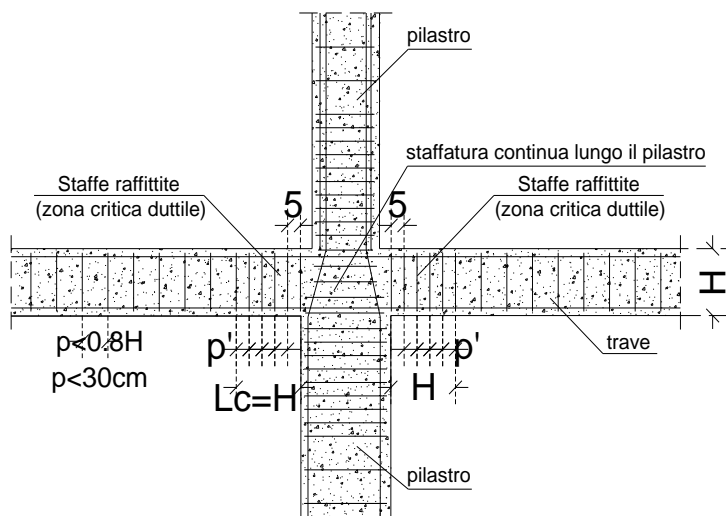
per staffe Ø6	= 10cm
per staffe Ø8	= 10cm
per staffe Ø10	= 10cm
per staffe Ø12	= 12cm
per staffe Ø14	= 15cm
per staffe Ø16	= 20cm

salvo se diversamente indicato negli elaborati specifici di dettaglio

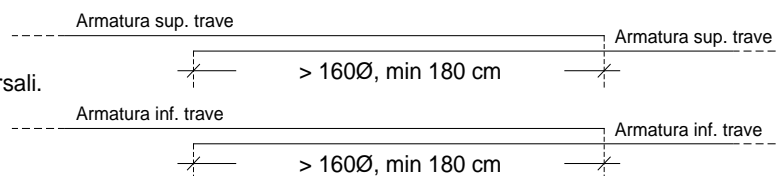
## NOTA STAFFATURA TRAVI E CORDOLI IN C.A.

devono essere rispettate le seguenti condizioni:

- La staffatura del pilastro deve proseguire all'interno del nodo di intersezione pilastro-trave con il minore dei passi previsti all'estremità superiore e inferiore del pilastro
- La prima staffa a lato del pilastro non deve distare più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro
- La staffatura delle travi deve essere raffittita all'estremità per un tratto pari all'altezza H della trave.
- Il passo  $p'$  delle staffe in tali zone critiche duttili di estremità deve essere inferiore alla minore tra le grandezze seguenti:
  - un quarto dell'altezza utile H della sezione trasversale della trave ( $p' < 1/4 H$ )
  - 225 mm
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali della trave ( $p' < 8\phi$  diam. min. long.)
  - 24 volte il diametro delle armature trasversali. ( $p' < 24\phi$  diam. trasv.)



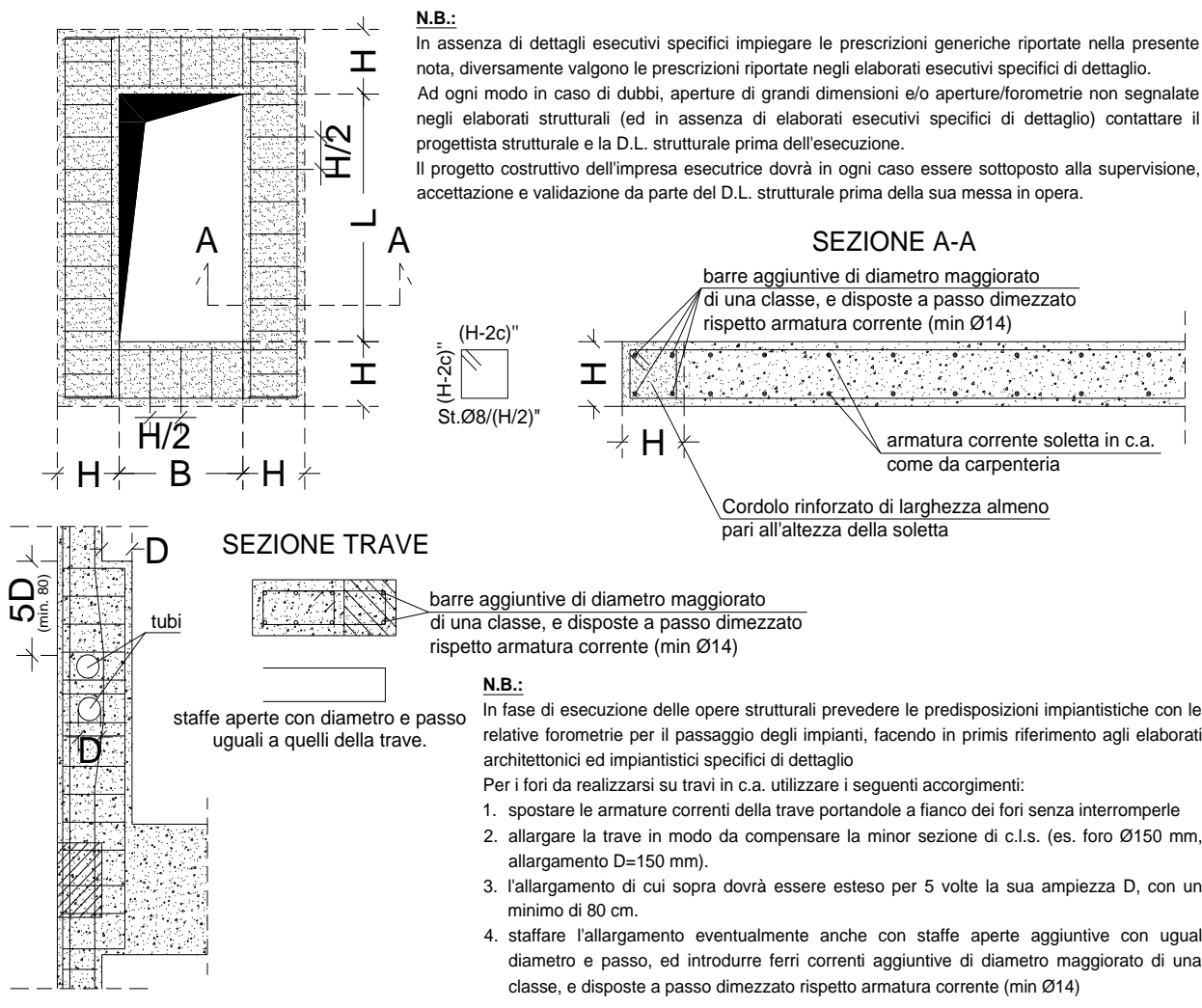
SPEZZARE E SOVRAPPORRE ARMATURE TRAVI IN CORRISPONDENZA DI OGNI APPOGGIO/PILASTRO



### N.B.:

In assenza di dettagli esecutivi specifici impiegare le prescrizioni generiche riportate nella presente nota, diversamente valgono le prescrizioni riportate negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio; sono sempre comunque da rispettarsi i limiti min/max normativi su passo, diametro, interfero ed altri limiti, dettami e prescrizioni normative indicati al Cap. 4 e Cap. 7 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018), In caso di dubbi e/o discordanze, contattare il progettista strutturale e la D.L. Strutturale prima dell'esecuzione e messa in opera. Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice dei lavori dovrà in ogni caso dovrà essere sottoposto alla supervisione, accettazione e validazione, da parte del D.L. strutturale prima della sua messa in opera

## PARTICOLARE GENERICO FORI SU SOLETTE, PARETI, TRAVI IN C.A.



## PARETI NON PORTANTI DIVISORIE, TRAMEZZI INTERNI, TAMPONAMENTI ESTERNI

Per evitare il formarsi di meccanismi/cinematismi di ribaltamento/espulsione fuori dal piano e rottura a presso-flessione/taglio nella direzione trasversale e longitudinale sotto azione sismica dei pannelli di tamponamento non portanti in laterizio realizzati con tecniche "ad umido" (ed in cartongesso con tecniche "a secco") si prescrivono alcuni accorgimenti e dettagli esecutivi/costruttivi da adottarsi. Gli interventi da attuarsi si suddividono in base alla tipologia di parete e modalità costruttiva.

### NUOVE PARETI LEGGERE (in legno o cartongesso-telaio metallico)

per pareti vincolate ad entrambe le estremità con altezze inferiori a 4 m non sono necessari particolari prescrizioni/accorgimenti esecutivi, se non quelli riportati nelle linee guida e schede tecniche dei vari produttori/fornitori. Diversamente è necessario fornire (da parte di un tecnico abilitato ed incaricato da ditta installatrice) un adeguato dimensionamento e relazione tecnica di calcolo/verifica strutturale, dove si prescrivono gli adeguati interessi dei montanti verticali.

### NUOVE PARETI DIVISORIE IN LATERIZIO

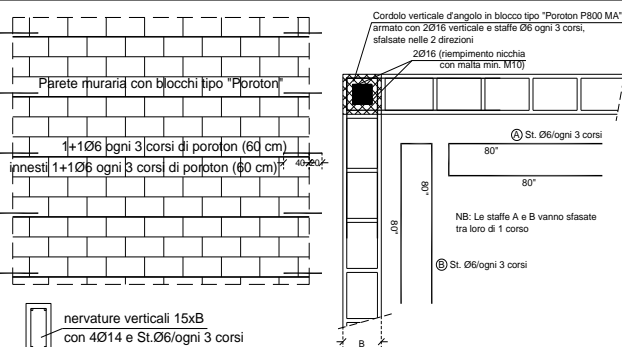
per pareti vincolate ad entrambe le estremità con altezze inferiori a 3,5 m, superfici inferiori a 15 mq, lunghezze inferiori a 5 m non sono necessari particolari prescrizioni/accorgimenti esecutivi. Diversamente è necessario adottare specifici accorgimenti costruttivi atti a garantire la sicurezza, come uno fra i seguenti:

- inserimento di barre d'armatura Ø6 ogni tre corsi di poroton (circa 60 cm) innestate all'estremità con resina bi-componente tipo "Hilti HIT-HY 200-A" per almeno 20 cm entro strutture portanti (travi e pilastri) di contorno pareti.
- inserimento di nervature/pilastrini armati verticali 15x8 (armati come da dettaglio esecutivo a lato o inserimento barre entro poroton armato) disposti ad interasse non superiore a 4,50 m e nei vari punti di intersezione/innesto d'angolo.
- inserimento leggere reti FRP da intonaco a bassa grammatura con placatura tipo FRCM a sp.=1,5 cm su tutti i contorni/lati parete, con una fasciatura risvoltata per almeno 40 cm sulle strutture portanti (travi e pilastri) di contorno pareti.

### RINFORZO/ADEGUAMENTO PARETI ESISTENTI DIVISORIE IN LATERIZIO

- inserimento leggere reti FRP da intonaco a bassa grammatura con placatura tipo FRCM a sp.=1,5 cm su tutti i contorni/lati parete, con una fasciatura risvoltata per almeno 40 cm sulle strutture portanti (travi e pilastri) di contorno pareti.

Tutte le suddette prescrizioni valgono se non diversamente indicato negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio





## NOTE SALDATURE

- a - DOVE NON SPECIFICATO IL LATO DELLE SALDATURE DEVE ESSERE MAGGIORE O UGUALE 2n VOLTE LO SPESSORE MINIMO DEGLI ELEMENTI DA COLLEGARE
- b - TUTTE LE SALDATURE A PIENA PENETRAZIONE SONO DI 1° CLASSE
- c - TUTTE LE SALDATURE DI TESTA SONO A PIENA PENETRAZIONE, COMPRESSE QUELLE DA REALIZZARE IN OPERA
- d - NORTIVE: NTC 2018, UNI EN ISO 1090-1, UNI EN ISO 3834-3, UNI EN ISO 14174, UNI EN ISO 15613, UNI EN ISO 9606-1
- e - MATERIALE DI APPORTO: 308 (per saldare inox AISI 304 con inox AISI 304); 309 (per saldare inox AISI 304 con acciaio al carbonio S275 JR) EN ISO 14341-A G424M213Si1 per saldare acciaio al carbonio S275 JR

DOVE LE SALDATURE NON SONO INDICATE:

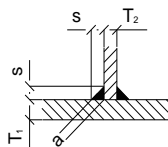
Arco elettrico secondo UNI EN ISO 4063 - D.M. 17/01/2018

S235	2n = 1.52	n = 0.76
S275	2n = 1.59	n = 0.795
S355	2n = 1.83	n = 0.915

**D'ANGOLO DOPPIO**  
(CON  $T_2 \leq T_1$ )

$$n \times T_2 \leq s < T_1$$

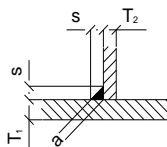
$$a = 0.7 \times s$$



**D'ANGOLO SINGOLO**  
(CON  $T_2 \leq T_1$ )

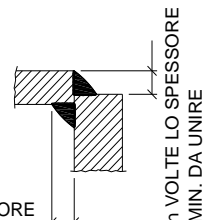
$$2n \times T_2 \leq s < T_1$$

$$a = 0.7 \times s$$

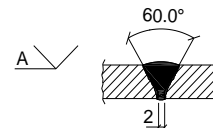
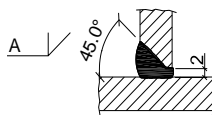
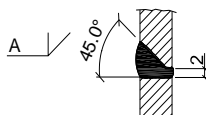


**DI SPIGOLO DOPPIO**

n VOLTE LO SPESSORE  
MIN. DA UNIRE



**TESTA PIENA PENETRAZIONE**

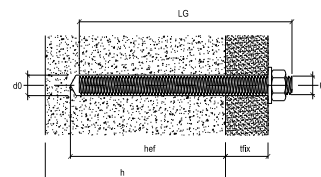


**NB:** ove possibile impiegare saldature (realizzate in officina) di testa su tutto il contorno degli elementi collegati a completa penetrazione e completo ripristino, in alternativa (ove non specificatamente indicato) impiegare saldature (realizzate in officina) a doppio cordone d'angolo con spessore saldature  $s = n \times T$  profili collegati (come da indicazioni riportate nella nota sulle saldature); ove non possibile realizzare saldature in officina si prescrive di realizzarle in opera e con controlli sulle saldature conformi a quanto riportato nelle NTC 2018

## NOTA ANCORANTI CHIMICI AD INIEZIONE TIPO "HILTI HIT-HY 200-A"

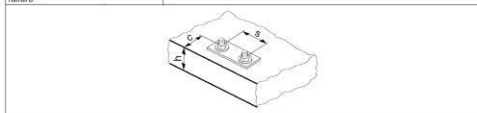
Ø	Dimensione ancorante	[mm]	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
LG	Lungh. Barra filettata HAS	[mm]	110	130	160	180	190	220	240	260	300	340	380
d0	Diametro punta trapano	[mm]	10	12	14	16	18	20	22	24	28	30	35
hef	Profondità foro/ancoraggio	[mm]	100	110	130	140	155	180	200	240	270	285	300
h	Spessore min. materiale base	[mm]	130	140	160	170	190	220	250	290	325	345	370
tfix	Spessore Max. da fissare	[mm]	14	21	28	34	38	44	48	52	54	56	58
D	Diametro foro sulla piastra	[mm]	10	12	14	16	18	20	22	24	26	30	35
T	Coppia di serraggio	[N*m]	12	25	40	65	90	120	150	175	200	270	320

N.B. Il foro deve risultare riempito di resina per tutta la profondità



### Setting details

Anchor size	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Nominal diameter of drill bit $d_b$ [mm]	10	12	14	18	22	28	30	35
Effective embedment and drill hole depth range $h_{ef, min}$ [mm]	60	60	70	80	90	96	108	120
for HIT-V $h_{ef, max}$ [mm]	160	200	240	320	400	480	540	600
Minimum base material thickness $h_{min}$ [mm]	$h_{ef} + 30$ mm		$h_{ef} + 30$ mm		$h_{ef} + 30$ mm		$h_{ef} + 30$ mm	
Diameter of clearance hole in the fixture $d_f$ [mm]	9	12	14	18	22	28	30	33
Torque moment $T_{max}$ [Nm]	10	20	40	80	150	200	270	300
Minimum spacing $s_{min}$ [mm]	40	50	60	75	90	115	120	140
Minimum edge distance $c_{min}$ [mm]	40	45	45	50	55	60	75	80
Critical spacing for splitting failure $s_{cr, sp}$ [mm]	$2 c_{cr, sp}$		$2 c_{cr, sp}$		$2 c_{cr, sp}$		$2 c_{cr, sp}$	
Critical edge distance for splitting failure $c_{cr, sp}$ [mm]	$1,0 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$		$1,0 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$		$1,0 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$		$1,0 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$	
	$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} \geq 1,3$		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} \geq 1,3$		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} \geq 1,3$		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} \geq 1,3$	
	$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$	
Critical spacing for concrete cone failure $s_{cr, N}$ [mm]	$2 c_{cr, N}$		$2 c_{cr, N}$		$2 c_{cr, N}$		$2 c_{cr, N}$	
Critical edge distance for concrete cone failure $c_{cr, N}$ [mm]	$1,5 h_{ef}$		$1,5 h_{ef}$		$1,5 h_{ef}$		$1,5 h_{ef}$	



For spacing (or edge distance) smaller than critical spacing (or critical edge distance) the design loads have to be reduced.

- Embedment depth range:  $h_{ef, min} \leq h_{ef} \leq h_{ef, max}$
- Maximum recommended torque moment to avoid splitting failure during installation with minimum spacing and/or edge distance.
- h: base material thickness ( $h \geq h_{min}$ ),  $h_{ef}$ : embedment depth
- The critical edge distance for concrete cone failure depends on the embedment depth  $h_{ef}$  and the design bond resistance. The simplified formula given in this table is on the safe side.

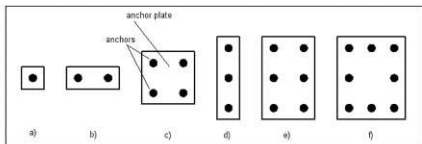


Figure 1.1 Anchorage covered by the design methods  
- all loading directions, if anchors are situated far from edges ( $c \geq \max(10 h_{ef}, 60 d)$ )  
- tension loading only, if anchors are situated close to edges ( $c < \max(10 h_{ef}, 60 d)$ )

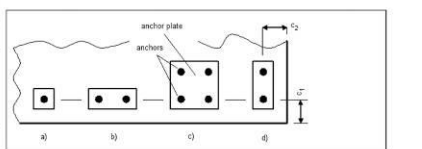


Figure 1.2 Anchorage covered by the design methods  
Shear loading, if anchors are situated close to an edge ( $c < \max(10 h_{ef}, 60 d)$ )

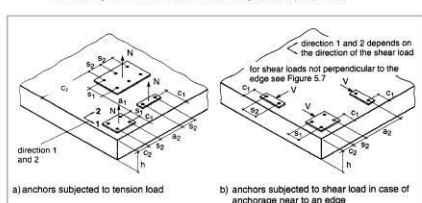


Figure 2.1 Concrete member, anchor spacing and edge distance

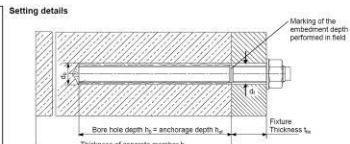


Figure 2.2 Concrete member, anchor spacing and edge distance

Basic loading data (for a single anchor)  
All data in this section applies to:  
- Concrete setting (See setting instruction)  
- Edge distance and spacing influence  
- Base material thickness, as specified in the table  
- Design ultimate resistance, as specified in the table  
- Concrete C 20/25,  $f_{ctm} = 2,9$  N/mm<sup>2</sup>  
- Temperature range: -10°C to +40°C  
- Installation temperature range: -10°C to +40°C

Embedment depth  $h_{ef}$  and base material thickness for the basic loading data. Mean ultimate resistance, characteristic resistance, design resistance, recommended loads.

Anchor size	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Typical embedment depth $h_{ef}$ [mm]	60	60	70	80	90	96	108	120
Base material thickness $h$ [mm]	110	120	140	160	200	240	270	300
At the allowed range of embedment depth is shown in the setting details. The corresponding load values can be calculated according to the simplified design method.								

Mean ultimate resistance: concrete C 20/25, anchor HIT-V 5.8

Anchor size	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	38,9	30,8	46,7	83,0	120,2	185,9	241,8	295,1
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	9,8	15,8	22,1	41,0	54,1	82,4	120,8	147,8
Cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	38,9	29,2	46,7	83,0	105,9	145,4	177,7	212,0
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	9,8	15,8	22,1	41,0	54,1	82,4	120,8	147,8

Characteristic resistance: concrete C 20/25, anchor HIT-V 5.8

Anchor size	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	38,9	29,0	42,0	70,6	111,9	153,7	187,8	224,0
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	9,8	15,8	22,1	39,0	51,0	74,8	109,6	133,9
Cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	38,9	29,2	42,0	70,6	105,9	145,4	177,7	212,0
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	9,8	15,8	22,1	39,0	51,0	74,8	109,6	133,9

Design resistance: concrete C 20/25, anchor HIT-V 5.8

Anchor size	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Non-cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	12,0	16,3	24,1	47,1	74,6	102,5	125,2	149,4
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
Cracked concrete								
Tensile $R_{t, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	10,1	14,1	21,5	41,0	63,2	86,2	106,5	127,0
Shear $V_{R, N}$ HIT-V 5.8 [kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0

N.B.: In assenza di dettagli esecutivi specifici impiegare le prescrizioni generiche riportate nella presente nota, diversamente valgono le prescrizioni riportate negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio; sono sempre comunque da rispettarsi i limiti min/max normativi su passo, diametro, interfero ed altri limiti, dettami e prescrizioni normative indicati al Cap. 4 e Cap. 7 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018),

In caso di dubbi e/o discordanze, contattare il Progettista Strutturale e la D.L. Strutturale prima dell'esecuzione e messa in opera.

Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice dei lavori dovrà in ogni caso essere sottoposto alla supervisione, accettazione e validazione, da parte del D.L. strutturale prima della sua messa in opera

## NOTA BULLONATURE

Simbolo grafico bullone	*	+	◆	✱	⊕	⊗	⊙	⊛	⊞	⊠	⊡	ASSEMBLAGGIO BULLONE
Ø Dimensione vite [mm]	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	spessore da unire dado Assemblato rondella
D Diametro foro sulla piastra [mm]	9	11	13	15	17	19	21.5	23.5	25.5	28.5	32	
T Coppia di serraggio (viti 8.8) [N*m]	40	60	90	144	225	309	439	597	759	1110	1508	
T Coppia di serraggio (viti 10.9) [N*m]	50	75	113	180	281	387	549	747	949	1388	1885	

**3.5 Positioning of holes for bolts and rivets**

(1) Minimum and maximum spacing and end and edge distances for bolts and rivets are given in Table 3.3.

(2) Minimum and maximum spacing, end and edge distances for structures subjected to fatigue, see EN 1993-1-9.

**Table 3.3: Minimum and maximum spacing, end and edge distances**

Distances and spacings, see Figure 3.1	Minimum	Maximum <sup>(1)(2)(3)</sup>		
		Structures made from steels conforming to EN 10025 except steels conforming to EN 10025-5	Structures made from steels conforming to EN 10025-5	Steel used unprotected
End distance $e_1$	$1.2d_0$	Steel exposed to the weather or other corrosive influences $4t + 40$ mm	Steel not exposed to the weather or other corrosive influences The larger of $8t$ or $125$ mm	Steel used unprotected The larger of $8t$ or $125$ mm
Edge distance $e_2$	$1.2d_0$	$4t + 40$ mm		
Distance $e_3$ in slotted holes	$1.5d_0$ <sup>(4)</sup>			
Distance $e_4$ in slotted holes	$1.5d_0$ <sup>(4)</sup>			
Spacing $p_1$	$2.2d_0$	The smaller of $14t$ or $200$ mm	The smaller of $14t$ or $200$ mm	The smaller of $14t_{min}$ or $175$ mm
Spacing $p_{1,0}$		The smaller of $14t$ or $200$ mm		
Spacing $p_{1,i}$		The smaller of $28t$ or $400$ mm		
Spacing $p_2$ <sup>(5)</sup>	$2.4d_0$	The smaller of $14t$ or $200$ mm	The smaller of $14t$ or $200$ mm	The smaller of $14t_{min}$ or $175$ mm

<sup>(1)</sup> Maximum values for spacings, edge and end distances are unlimited, except in the following cases:  
- for compression members in order to avoid local buckling and to prevent corrosion in exposed members and;  
- for exposed tension members to prevent corrosion.

<sup>(2)</sup> The local buckling resistance of the plate in compression between the fasteners should be calculated according to EN 1993-1-1 using  $0.6 p_1$  as buckling length. Local buckling between the fasteners need not be checked if  $p_1/t$  is smaller than  $9 \epsilon$ . The edge distance should not exceed the local buckling requirements for an outstand element in the compression members, see EN 1993-1-1. The end distance is not affected by this requirement.

<sup>(3)</sup>  $t$  is the thickness of the thinner outer connected part.

<sup>(4)</sup> The dimensional limits for slotted holes are given in 1.2.7 Reference Standards: Group 7.

<sup>(5)</sup> For staggered rows of fasteners a minimum line spacing of  $p_2 = 1.2d_0$  may be used, provided that the minimum distance,  $L$ , between any two fasteners is greater or equal than  $2.4d_0$ , see Figure 3.1b).

**N.B.:** In assenza di dettagli esecutivi specifici impiegare le prescrizioni generiche riportate nella presente nota, diversamente valgono le prescrizioni riportate negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio; sono sempre comunque da rispettarsi i limiti min/max normativi su passo, diametro, interfero ed altri limiti, dettami e prescrizioni normative indicati al Cap. 4 e Cap. 7 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018),

In caso di dubbi e/o discordanze, contattare il Progettista Strutturale e la D.L. Strutturale prima dell'esecuzione e messa in opera.

Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice dei lavori dovrà in ogni caso essere sottoposto alla supervisione, accettazione e validazione, da parte del D.L. strutturale prima della sua messa in opera

## PARTICOLARE GENERICO ESECUZIONE PILASTRI C.A.

devono essere rispettate le seguenti condizioni:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe
- almeno una barra longitudinale ogni due deve essere trattenuta da staffe interne (o da legature)
- Interasse armature verticali/longitudinali inferiore a 20 cm ( $p=20$  cm)
- la percentuale geometrica di armatura longitudinale  $\rho$  deve essere compresa entro i seguenti limiti:  
 $1\% \leq \rho \leq 4\%$
- passo armature trasversali inferiore a 30 cm ( $p'=30$  cm), e comunque inferiore a 0.8 spessore minimo trasversale del pilastro ( $p'=0.8 b_{min}$ )

### ZONE CRITICHE DUTTILI DI ESTREMITA'

- $l_c = \max (H_{netta}/6; 45 \text{ cm}; b_{min})$
- l'armatura trasversale deve inoltre essere costituita da barre di diametro maggiore a 6 mm e  $1/4\phi$  diam. max. long. con passo inferiore alla più piccola quantità tra:
  - un mezzo del lato minore della sezione trasversale del pilastro ( $p=b_{min}/2$ )
  - 175 mm ( $p=175$  mm)
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali del pilastro ( $p=8\phi$  diam. min. long.)

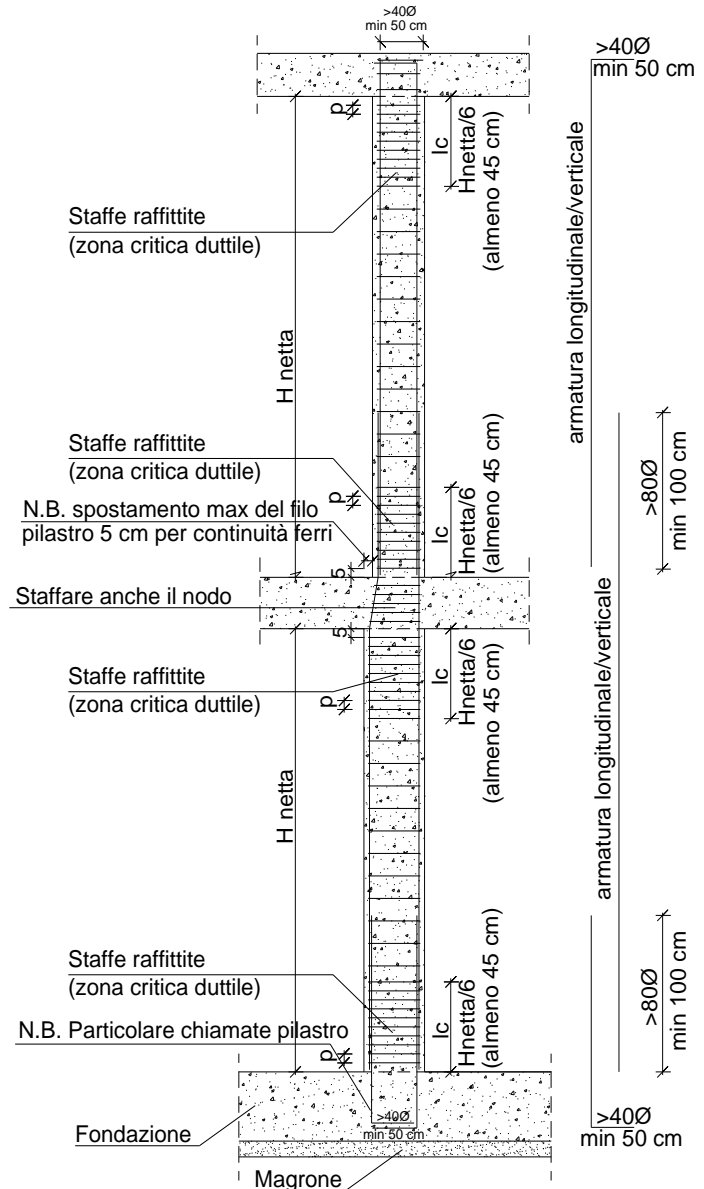
### N.B.:

In assenza di dettagli esecutivi specifici impiegare le prescrizioni generiche riportate nella presente nota, diversamente valgono le prescrizioni riportate negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio; sono sempre comunque da rispettarsi i limiti min/max normativi su passo, diametro, interferro ed altri limiti, dettami e prescrizioni normative indicati al Cap. 4 e Cap. 7 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018),

In caso di dubbi e/o discordanze, contattare il progettista strutturale e la D.L. Strutturale prima dell'esecuzione e messa in opera.

Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice dei lavori dovrà in ogni caso dovrà essere sottoposto alla supervisione, accettazione e validazione, da parte del D.L. strutturale prima della sua messa in opera

Chiusura pilastri in sommità e riprese di getto:  
ferri superiori lasciati lunghi e poi ripiegati sopra la trave, oppure staffe aperte come da particolare o spezzoni da ripiegare in testa come da particolare.



## PARTICOLARE GENERICO ESECUZIONE PARETI/SETTI C.A.

devono essere rispettate le seguenti condizioni:

### ZONE NON CONFINATE

- armature disposte, sia verticalmente sia orizzontalmente, su entrambe le facce della parete, con diametro non superiore ad  $1/10$  dello spessore trasversale della parete ( $\varnothing = b_w/10$ )
- passo armature verticali/longitudinali inferiore a 30 cm ( $p=30$ cm), e comunque inferiore a 0.8 spessore trasversale parete ( $p=0.8 b_w$ )
- le armature verticali devono essere collegate con legature min.  $\varnothing 6$ , almeno 9 ogni metro quadrato ( $9\varnothing 6/m^2$ )
- l'armatura minima, sia verticale che orizzontale, deve avere rapporto geometrico  $\geq 0.2\%$

### ZONE CONFINATE - CD "B"

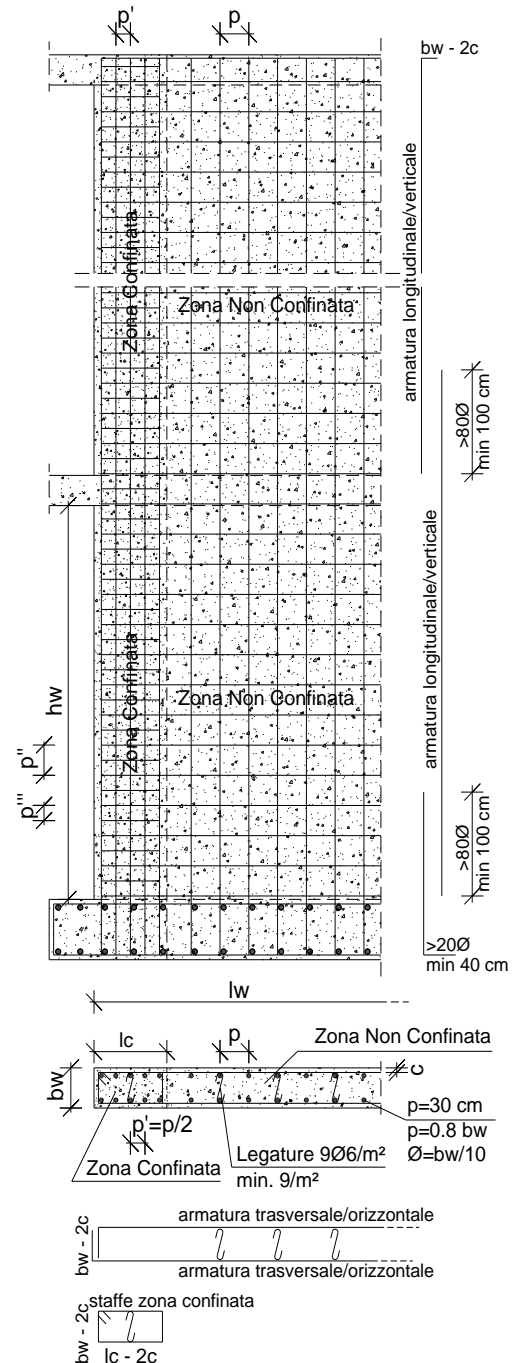
- $l_c = \max(0.20l_w; 1.5b_w)$  con  $l_w$  lunghezza della parete
- Interasse armature verticali/longitudinali inferiore a 25 cm ( $p'=25$  cm)
- la percentuale geometrica di armatura  $\rho$  deve essere compresa entro i seguenti limiti:  $1\% \leq \rho \leq 4\%$
- l'armatura trasversale deve inoltre essere costituita da barre di diametro maggiore a 6 mm con passo  $p''$  inferiore alla più piccola quantità tra:
  - un mezzo del lato minore della sezione trasversale del setto ( $p'' = b_w/2$ )
  - 175 mm ( $p'' = 175$  mm)
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali del pilastro ( $p'' = 8\varnothing$  diam. min. long.)

### N.B.:

In assenza di dettagli esecutivi specifici impiegare le prescrizioni generiche riportate nella presente nota, diversamente valgono le prescrizioni riportate negli elaborati esecutivi specifici di dettaglio; sono sempre comunque da rispettarsi i limiti min/max normativi su passo, diametro, interferro ed altri limiti, dettami e prescrizioni normative indicati al Cap. 4 e Cap. 7 delle NTC 2018 (D.M. 17/01/2018),

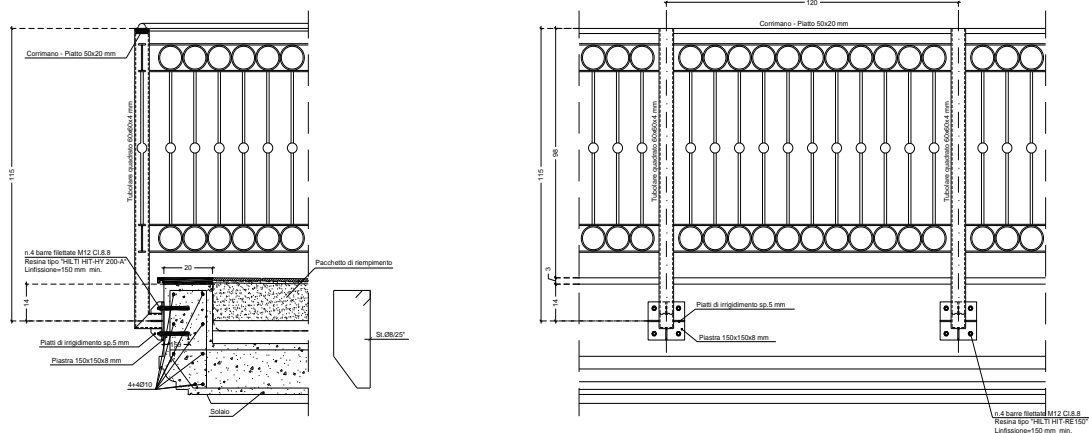
In caso di dubbi e/o discordanze, contattare il progettista strutturale e la D.L. Strutturale prima dell'esecuzione e messa in opera.

Il progetto costruttivo dell'impresa esecutrice dei lavori dovrà in ogni caso dovrà essere sottoposto alla supervisione, accettazione e validazione, da parte del D.L. strutturale prima della sua messa in opera



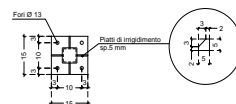


## DETTAGLIO PARAPETTO TIPO IN ACCIAIO - Scala 1:20

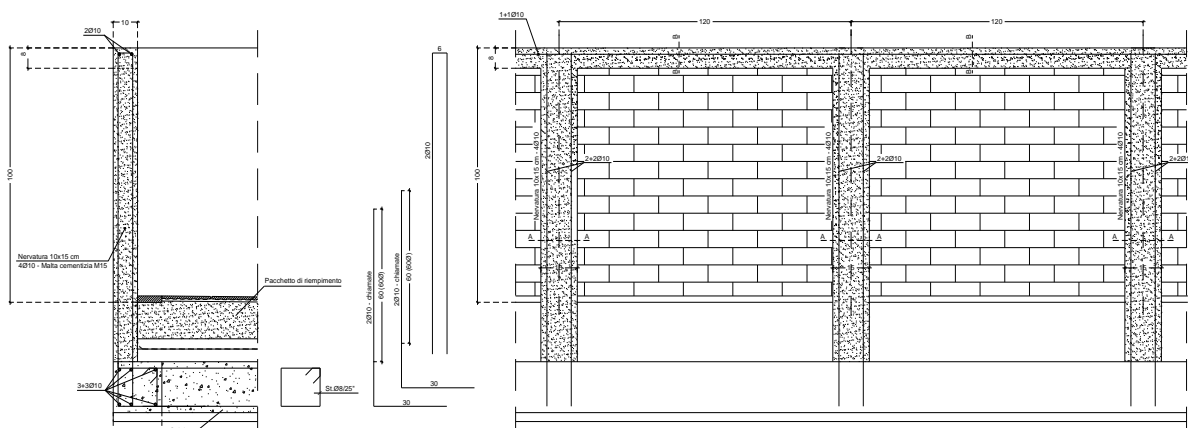


N.B: Lo schema del parapetto qui riportato è uno schema tipo, qualora si voglia adottare un parapetto diverso, dovrà essere sottoposto a verifica strutturale secondo le azioni di progetto riportate in tabella 3.1.II della norma N.T.C. 17/01/2018.

Il direttore dei lavori dovrà approvare preventivamente i parapetti costruiti in maniera differente rispetto a quello qui proposto. In ogni caso il parapetto deve sostenere un'azione orizzontale applicata al corrimano almeno pari a 2 kN/m.



## DETTAGLIO PARAPETTO TIPO IN MURATURA - Scala 1:20



N.B: Lo schema del parapetto qui riportato è uno schema tipo, qualora si voglia adottare un parapetto diverso, dovrà essere sottoposto a verifica strutturale secondo le azioni di progetto riportate in tabella 3.1.II della norma N.T.C. 17/01/2018.

Il direttore dei lavori dovrà approvare preventivamente i parapetti costruiti in maniera differente rispetto a quello qui proposto. In ogni caso il parapetto deve sostenere un'azione orizzontale applicata al corrimano almeno pari a 2 kN/m.



## **5. ANALISI DEI CARICHI ED AZIONI DI PROGETTO AGENTI SULLA COSTRUZIONE**

La verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite impiegando le formule di verifica dei vari elementi strutturali contenute negli specifici paragrafi della normativa NTC 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni").

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di Esercizio (SLE) in condizioni statiche e Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV), Stato Limite di Danno (SLD) in condizioni sismiche (in alcuni casi in condizioni sismiche sono presenti anche verifiche Stato Limite Operatività (SLO) e Stato Limite di Collasso (SLC), in particolare per strutture di categoria III e IV).

Il Testo Unico (NTC 2018) ha l'obiettivo di identificare in modo chiaro i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni, unifica sia le norme relative al comportamento e resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti sulle strutture stesse.

La valutazione della resistenza e delle azioni può essere così sviluppata in maniera coerente ed armonica, da costituire un sistema completo in cui possa raggiungere significatività, coerenza ed affidabilità, la valutazione della sicurezza delle costruzioni ai fini della pubblica incolumità.

Le verifiche di ogni elemento strutturale e dell'intera struttura nel suo complesso sono svolte in termini di resistenza (capacità portante), rigidità (deformabilità) e stabilità elastica.

Il metodo semiprobabilistico si basa sulla valutazione della sicurezza in termini di probabilità di crisi della struttura, la quale deve risultare minore di una probabilità di riferimento prevista dalla norma.

Le incertezze che si riscontrano nello studio derivano da come vengono valutate le caratteristiche resistenti e sollecitanti e dal modello adottato per il calcolo.

La determinazione delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura, per effetto del peso proprio e delle altre azioni agenti dovute ai carichi permanenti ed accidentali, è stata effettuata con i metodi classici della Scienza delle Costruzioni; in particolare utilizzando le equazioni di equilibrio, congruenza e legame reologico delle strutture in forma matriciale, discretizzando il sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali che descrivono il problema in sistemi di equazioni algebriche tramite il metodo agli elementi finiti.

La risoluzione di tale sistema di equazioni algebriche avviene impiegando la risoluzione di sistemi matriciali e ricostruendo le funzioni dei campi di tensione e spostamento della struttura tramite apposite funzioni di forma degli elementi.

Noti i campi di spostamento e tensione in ogni punto della struttura è possibile verificare che tali sollecitazioni e deformazioni siano inferiori ai relativi valori limite di progetto imposti dalle norme per ogni tipologia di materiale e caso di verifica.

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018.

## 2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

### 2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

#### 2.5.1.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI IN BASE AL MODO DI ESPRICARSI

a) *dirette*:

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) *indirette*:

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.

c) *degrado*:

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

#### 2.5.1.2 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA RISPOSTA STRUTTURALE

a) *statiche*: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) *pseudo statiche*: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) *dinamiche*: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

#### 2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

## 5.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Le condizioni elementari di carico considerate nella progettazione della struttura in esame sono le seguenti:

- carichi permanenti strutturali (peso proprio delle strutture)
- carichi permanenti non strutturali
- sovraccarichi variabili accidentali (neve, vento, sisma, termiche, eccezionali, ecc...)
- azione neve
- azione vento
- azione sismica
- azione termica
- azioni eccezionali

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018

**Nome breve:** nome breve assegnato alla condizione elementare.

**Durata:** descrive la durata della condizione (necessario per strutture in legno).

**$\psi_0$ :** coefficiente moltiplicatore  $\psi_0$ . Il valore è adimensionale.

**$\psi_1$ :** coefficiente moltiplicatore  $\psi_1$ . Il valore è adimensionale.

**$\psi_2$ :** coefficiente moltiplicatore  $\psi_2$ . Il valore è adimensionale.

**Con segno:** descrive se la condizione elementare ha la possibilità di variare di segno.

Descrizione	Nome breve	Durata	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Con segno
Pesi strutturali	Pesi	Permanente				
Permanenti portati	Port.	Permanente				
Variabile C	Variabile C	Media	0.7	0.7	0.6	
Variabile H	Variabile H	Media	0	0	0	
Neve	Neve	Media	0.5	0.2	0	
$\Delta T$	$\Delta T$	Media	0.6	0.5	0	Si
Sisma X SLV	SLV X					
Sisma Y SLV	SLV Y					
Sisma Z SLV	SLV Z					
Eccentricità Y per sisma X SLV	EySx SLV					
Eccentricità X per sisma Y SLV	ExSy SLV					
Sisma X SLD	X SLD					
Sisma Y SLD	Y SLD					
Sisma Z SLD	Z SLD					
Eccentricità Y per sisma X SLD	EySx SLD					
Eccentricità X per sisma Y SLD	ExSy SLD					
Sisma X SLO	X SLO					
Sisma Y SLO	Y SLO					
Sisma Z SLO	Z SLO					
Eccentricità Y per sisma X SLO	EySx SLO					
Eccentricità X per sisma Y SLO	ExSy SLO					
Terreno sisma X SLV	Tr sLV X					
Terreno sisma Y SLV	Tr sLV Y					
Terreno sisma Z SLV	Tr sLV Z					
Terreno sisma X SLD	Tr x SLD					
Terreno sisma Y SLD	Tr y SLD					
Terreno sisma Z SLD	Tr z SLD					
Terreno sisma X SLO	Tr x SLO					
Terreno sisma Y SLO	Tr y SLO					
Terreno sisma Z SLO	Tr z SLO					
Rig Ux	Rig Ux					
Rig Uy	Rig Uy					
Rig Rz	Rig Rz					

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018

## 2.5.2. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , come indicato nel §2.3.

In accordo con le definizioni del §2.3, il valore caratteristico  $G_k$  di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni. Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedice  $k$  i valori nominali.

La Tab. 2.5.I riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



## 5.2 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE)

Il P.P. delle strutture viene definito in funzione delle dimensioni degli elementi strutturali e del peso specifico del materiale, utilizzando i seguenti pesi specifici:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{cls \text{ alleggerito}} = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{muratura} = 15.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{legno} = 4.2 \text{ kN/m}^3$$

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per i materiali più comuni possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

**Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali**

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali strutturali non compresi nella Tab. 3.1.I si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici.

## 5.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio; quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Il peso proprio degli elementi non strutturali viene valutato in modo indipendente e nominalmente applicato alla struttura.

Nell'analisi sismica, i sovraccarichi permanenti sono considerati masse applicate agli elementi strutturali e partecipanti alla massa totale dell'edificio con coeff. di partecipazione unitario.

I valori dei carichi permanenti sono riportati nel paragrafo "Analisi dei principali carichi di solaio".

### 5.3.1 CARICO TRAMEZZI INTERNI

Il carico delle pareti di tramezzo interne è stato valutato attraverso l'incidenza media degli stessi sul solaio.

Nel presente progetto sono presenti pareti di tramezzo divisori in laterizio non portanti di ridotto spessore (sp. = 10 cm) mediamente diffusi sui solai.

Si è quindi considerato in media un carico pari a **60 daN/m<sup>2</sup>** uniformemente distribuito sui solai, considerato come carico permanente non strutturale (aggiuntivo ai già presenti carichi permanenti non strutturali dovuti alla presenza del pacchetto orizzontale di riempimento architettonico).

### 5.3.2 CARICO TAMPONAMENTI ESTERNI

Il carico delle pareti di tamponamento esterne è stato valutato attraverso l'analisi dei carichi sulle varie differenti tipologie di pareti di tamponamento (applicato come carico permanente non strutturale agente linearmente sulle travi e contorno, determinato dalla tipologia di pacchetto verticale di riempimento architettonico)

Tali carichi sono visibili graficamente nel solido strutturale d'ingresso del modello matematico come pareti verticali, con i propri spessori (escludendo, a favore di sicurezza, le relative aperture) è stato valutato sulla base delle effettive dimensioni geometriche e degli effettivi spessori murari.

Qui di seguito si riportano i carichi superficiali carichi lineari in daN/m imposti nel modello di calcolo strutturale FEM per considerare il peso/carico e massa sismica delle pareti di tamponamento esterne

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Variabile H	Neve
► 1	Parete Esterna (D1)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	-608	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
2	Parete Esterna (D2)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	-608	0	0	0
3	Parete Esterna (D3)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	0	0	0	0
Fz/F3 finale			0	-415	0	0	0
4	Parete Esterna (D4)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	-415	0	0	0
Fz/F3 finale			0	0	0	0	0
5	Parete Esterna (D5)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	-220	0	0	0
Fz/F3 finale			0	-220	0	0	0
6	Parete Esterna (D6)						
Fx/F1 iniziale			0	0	0	0	0
Fx/F1 finale			0	0	0	0	0
Fy/F2 iniziale			0	0	0	0	0
Fy/F2 finale			0	0	0	0	0
Fz/F3 iniziale			0	-368	0	0	0
Fz/F3 finale			0	-368	0	0	0

7	Parete Esterna (D7)							
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0		
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 finale		0	0	0	0	0		
Fz/F3 iniziale		0	-397	0	0	0		
Fz/F3 finale		0	-397	0	0	0		
12	Parete esterna (D8)							
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0		
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 finale		0	0	0	0	0		
Fz/F3 iniziale		0	-421	0	0	0		
Fz/F3 finale		0	-421	0	0	0		
13	Parapetto							
Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	0		
Fx/F1 finale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	0		
Fy/F2 finale		0	0	0	0	0		
Fz/F3 iniziale		0	-170	0	0	0		
Fz/F3 finale		0	-170	0	0	0		

## 5.4 CARICO DI SOLAIO

Qui di seguito si riportano le principali azioni/carichi agenti imputati a livello di piano sui vari solai del fabbricato in esame.

Si riporta qui di seguito anche la tabella dei carichi variabili accidentali da considerare a livello di solaio per ogni tipologia di ambiente e destinazione d'uso secondo l'attuale vigente normativa NTC 2018.

**Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni**

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$



Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m²]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

## 5.4.1 CARICHI SUPERFICIALI SU SOLAI

Qui di seguito si riportano i carichi superficiali in daN/m<sup>2</sup> imposti nel modello di calcolo strutturale FEM per i vari solai.

**NB:** i pesi propri permanenti strutturali delle solette piene in c.a. sono definiti ed imposto automaticamente dal software di calcolo strutturale in funzione delle dimensioni/spessori degli elementi strutturali e loro relativa densità/peso specifico del materiale; per tale motivo compare nullo il peso aggiuntivo sui pesi permanenti strutturali, perché è già presente sulle solette in c.a. dei solai stessi in base al loro spessore.

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{cls \text{ alleggerito}} = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Variabile H	Neve
► 1	Soletta Controterra						
Valore			0	763	400	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
2	Solaio Palestra						
Valore			0	336	500	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
3	Solaio Aule						
Valore			0	396	400	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
4	Copertura Palestra						
Valore			0	123	0	50	141
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
5	Copertura Aule						
Valore			0	210	0	100	108
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
6	Scale						
Valore			0	200	400	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale in pr	Verticale	Verticale
7	1/2 Ascensore						
Valore			0	250	250	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
8	Fotovoltaico Aule						
Valore			0	35	0	50	141
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
9	Sbalzi P1°						
Valore			0	168	0	50	310
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Variabile H	Neve
► 1	Soletta Tunnel						
Valore			0	438	400	0	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
2	Copertura Tunnel						
Valore			90	20	0	0	272
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

## 5.5 AZIONE NEVE

Si riporta qui di seguito un estratto delle attuali normative vigenti (NTC 2018 e relativa Circolare Applicativa) sull'argomento, in modo da meglio comprendere gli elementi necessari per una corretta analisi.

### 3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

### 3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

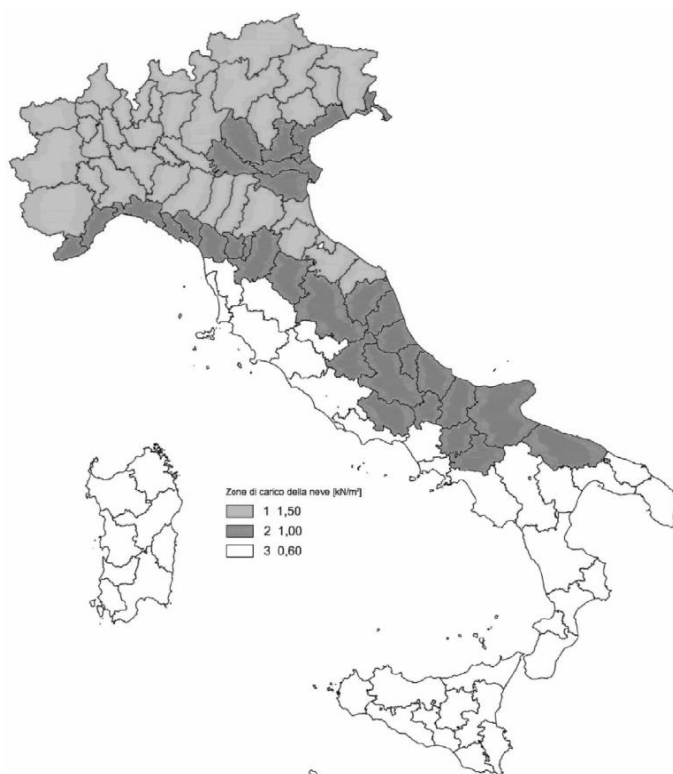


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

## Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

## Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

## Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

## Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni.

### 3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

#### 3.4.3.1 GENERALITÀ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

### 3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2.

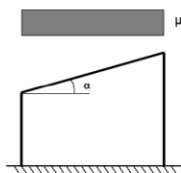


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

### 3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate *Caso I*, *Caso II* e *Caso III* in Fig. 3.4.3.

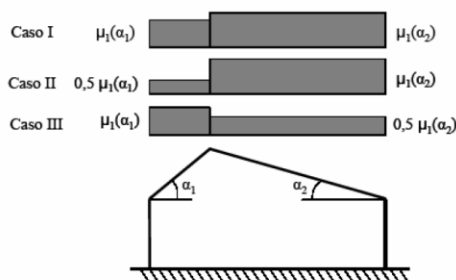


Fig. 3.4.3 - Condizioni di carico per coperture a due falde

### 3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### 3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

Si specifica che il calcolo del carico neve è stato svolto ai sensi delle NTC 2018, secondo i valori dei parametri riportati qui di seguito

## Zona I – Mediterranea

Altitudine s.l.m.  $a_s = 1.29$  m s.l.m.

$C_E = 1$

$C_t = 1$

$\mu_1 = 0.8$

$q_{sk} = 150 \text{ daN/m}^2$

$q_{s1} = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 120 \text{ daN/m}^2$

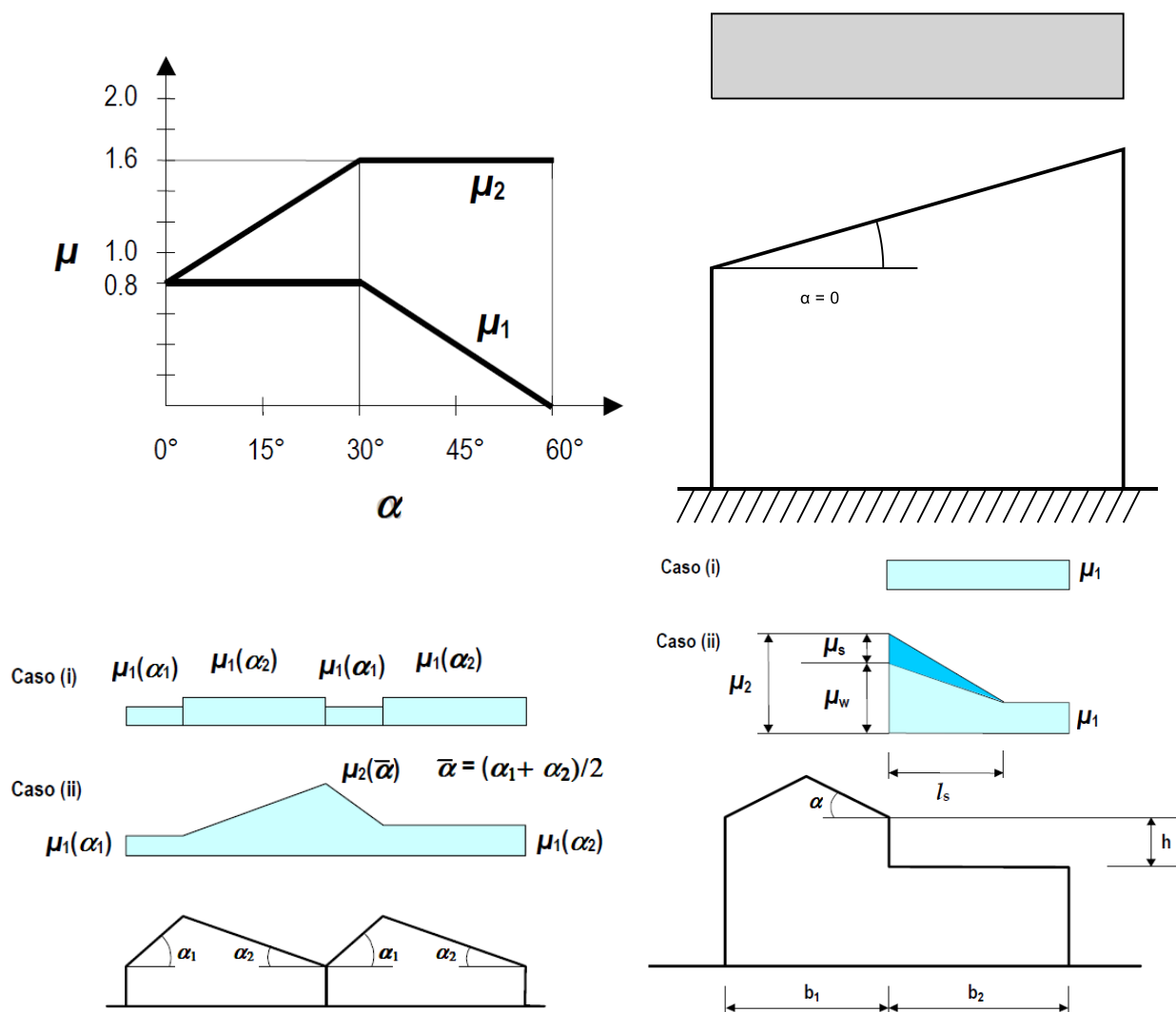
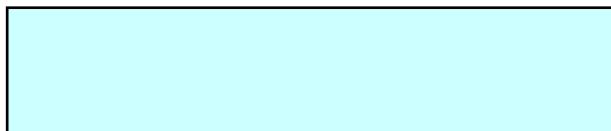


Figura 16 – Coeff. di Forma per il Carico Neve

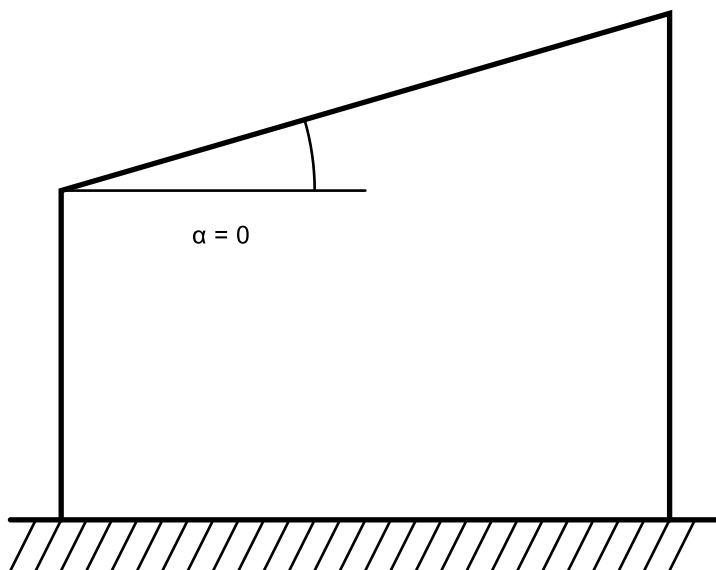
**Copertura ad una falda D.M. 17-01-18 §3.4.3.2**

$\alpha$	0	[deg]
$\mu$	0.8	
$q$	0.012	[daN/cm <sup>2</sup> ]



$$\mu = 0.8$$

$$q = 0.012$$



## 5.6 AZIONE VENTO

Si riporta qui di seguito un estratto delle attuali normative vigenti (NTC 2018 e relativa Circolare Applicativa) sull'argomento, in modo da meglio comprendere gli elementi necessari per una corretta analisi.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.

### 3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche,  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

$a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità base di riferimento possono essere ricavati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate, riferite alle condizioni locali di clima e di esposizione. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

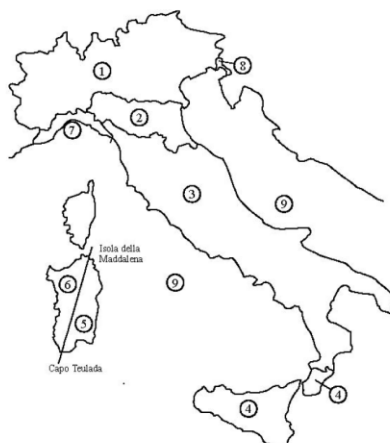


Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

### 3.3.2. VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

dove

$v_b$  è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

dove  $T_R$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ . Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni;

### 3.3.3. AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione (§ 3.3.4).

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

Nel caso di costruzioni di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento (§ 3.3.4).

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.



**3.3.4. PRESSIONE DEL VENTO**

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$P = q_r c_e c_p c_d \quad [3.3.4]$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_p$  è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

$c_d$  è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

**3.3.5. AZIONE TANGENTE DEL VENTO**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_r c_e c_f \quad [3.3.5]$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito di cui al § 3.3.8.

**3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO**

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [3.3.6]$$

dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Esprimendo  $\rho$  in kg/m<sup>3</sup> e  $v_r$  in m/s,  $q_r$  risulta espresso in N/m<sup>2</sup>.

**3.3.7. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE**

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

dove

$k_r, z_0, z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

**Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

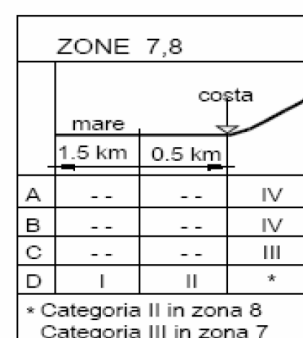
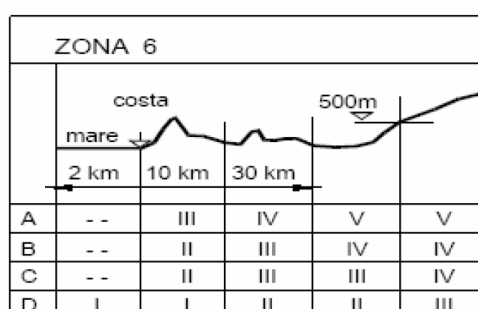
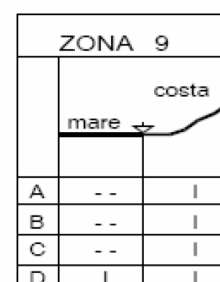
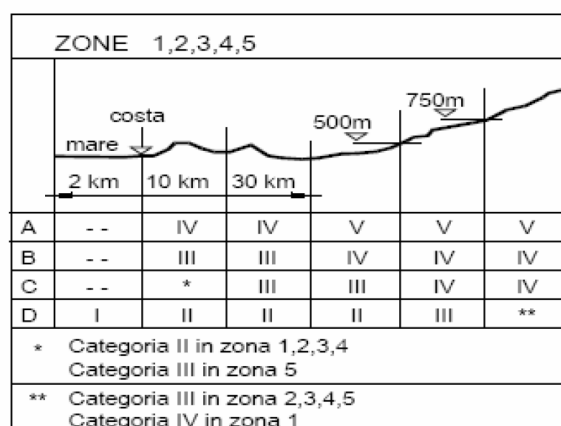
Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).



**Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione**

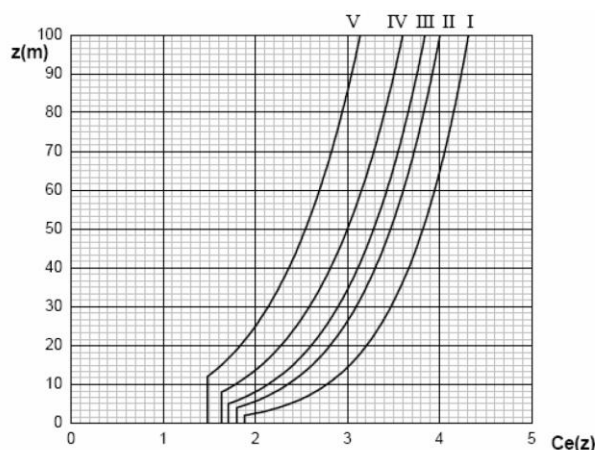


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  in funzione dell'altezza sul suolo (per  $c_t = 1$ )

### 3.3.8. COEFFICIENTI AERODINAMICI

Il coefficiente di pressione  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente d'attrito  $c_r$  dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Entrambi questi coefficienti, definiti coefficienti aerodinamici, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

### 3.3.9. COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### 3.3.10. AVVERTENZE PROGETTUALI

Le azioni del vento sui ponti lunghi, sugli edifici alti e più in generale sulle costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, possono dare luogo a forze trasversali alla direzione del vento e a momenti torcenti di notevoli intensità. Tali azioni possono essere ulteriormente amplificate dalla risposta dinamica della struttura.

Agli ultimi piani degli edifici alti, le azioni del vento possono causare oscillazioni (soprattutto accelerazioni di piano) le cui conseguenze variano, nei riguardi degli occupanti, dalla non percezione sino al fastidio e, in alcuni casi, all'intollerabilità fisiologica.

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri di telecomunicazioni o singoli elementi di carpenteria si deve tenere conto degli effetti dinamici indotti al distacco alternato dei vortici dal corpo investito dal vento. Tali effetti possono essere particolarmente severi quando la frequenza di distacco dei vortici uguaglia una frequenza propria della struttura, dando luogo a un fenomeno di risonanza. In questa situazione le vibrazioni sono tanto maggiori quanto più la struttura è leggera e poco smorzata. L'occorrenza di fenomeni di risonanza in corrispondenza di velocità del vento relativamente piccole e quindi frequenti richiede particolari attenzioni nei riguardi della fatica.

Per strutture particolarmente deformabili, leggere e poco smorzate, l'interazione del vento con la struttura può dare luogo ad azioni aeroelastiche, i cui effetti modificano le frequenze proprie e/o lo smorzamento della struttura sino a causare fenomeni di instabilità, fra i quali il galoppo, la divergenza torsionale ed il flutter. Il galoppo è tipico di cavi ghiacciati o percorsi da rivoli d'acqua, di elementi di carpenteria e più in generale di elementi strutturali di forma non circolare. La divergenza torsionale è tipica in generale di lastre molto sottili. Il flutter è tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari.

Per strutture o elementi strutturali ravvicinati e di analoga forma, ad esempio edifici alti, serbatoi, torri di refrigerazione, ponti, ciminiere, cavi, elementi di carpenteria e tubi, possono manifestarsi fenomeni di interferenza tali da modificare gli effetti che il vento causerebbe se agisse sulle stesse strutture o elementi strutturali isolati. Tali effetti possono incrementare le azioni statiche, dinamiche e aeroelastiche del vento in modo estremamente severo.

In tutti i casi sopra citati si raccomanda di fare ricorso a dati suffragati da opportuna documentazione, o ricavati per mezzo di metodi analitici, numerici e/o sperimentali adeguatamente comprovati.



Si specifica che il calcolo del carico vento è stato svolto ai sensi delle NTC 2018, secondo i valori dei parametri riportati qui di seguito.

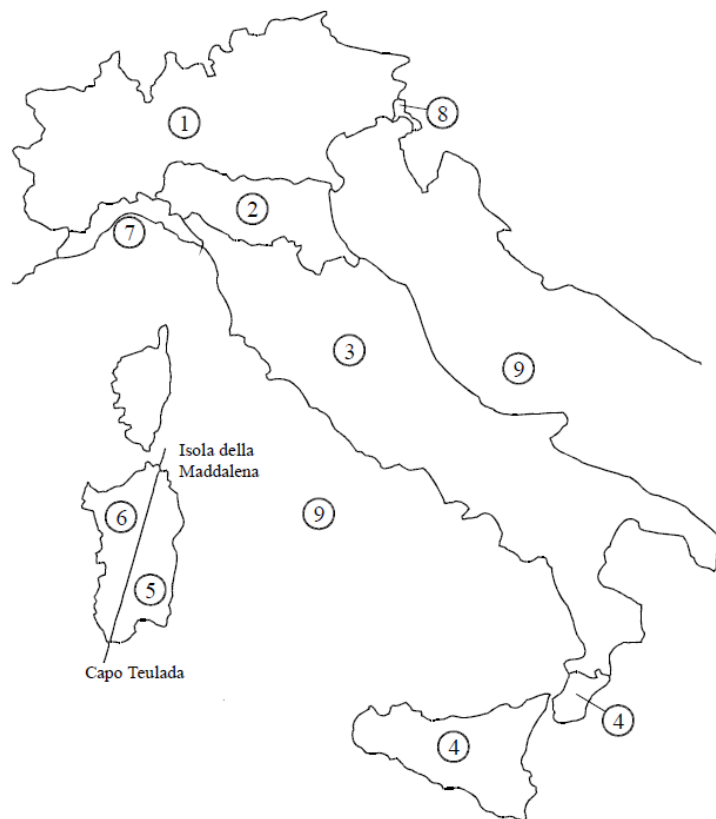


Figura 17 – Zone di Carico Vento

L'effetto dell'azione del vento viene calcolata come pressione equivalente attraverso le seguente espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (3.3.4 - \text{NTC 2018})$$

## PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO ( $q_b$ )

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (3.3.6 - \text{NTC 2018})$$

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad (3.3.2 - \text{NTC 2018})$$

## Zona geografica 2 – Emilia Romagna

TAB.3.3.I:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad a_0 = 750 \text{ m} \quad k_s = 0.45$$

Considerato che  $a_s \leq a_0$  segue che  $c_a = 1.0$

$$c_r = 1.0 \text{ (} T_R = 50 \text{ anni)}$$

$$v_{b,0} = v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \text{ m/s} \quad (3.3.1 - \text{NTC 2018})$$

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 = 39.1 \text{ daN/m}^2$$

**COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE ( $C_e$ )**

$$C_e(z) = f(k_r, z_0, z_{\min}, z, c_t)$$

TAB.3.3.II

$$K_r = 0.19 \quad z_0 = 0.05 \text{ m} \quad z_{\min} = 4.00 \text{ m}$$

Coefficiente di topografia

$$C_t = 1$$

Altezza massima della costruzione dal suolo  $> z_{\min}$ 

TAB.3.3.III:

**Classe di rugosità C**Distanza dal mare  $< 10 \text{ km}$ Altitudine del luogo  $< 500 \text{ m}$ **Categoria di esposizione II**

Da ciò il coefficiente di forma assume la forma:

$$C_e(z) = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad (3.3.7 - \text{NTC2018})$$

Coefficiente dinamico  $C_d = 1$



## COEFFICIENTE DI FORMA ( $c_p$ )

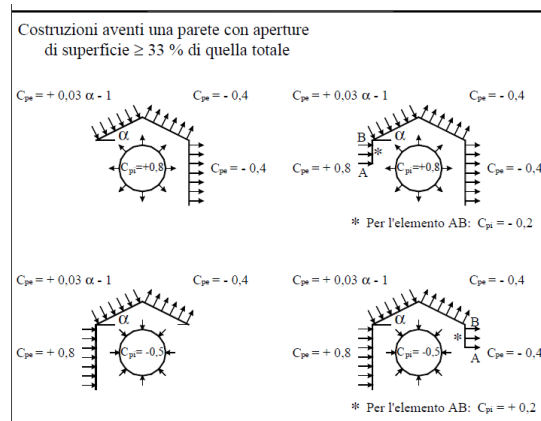
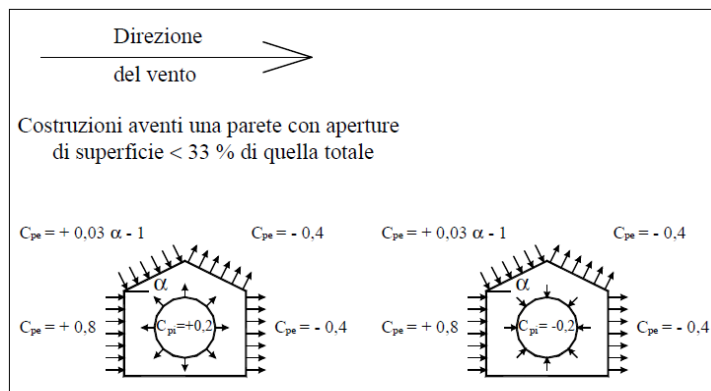


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

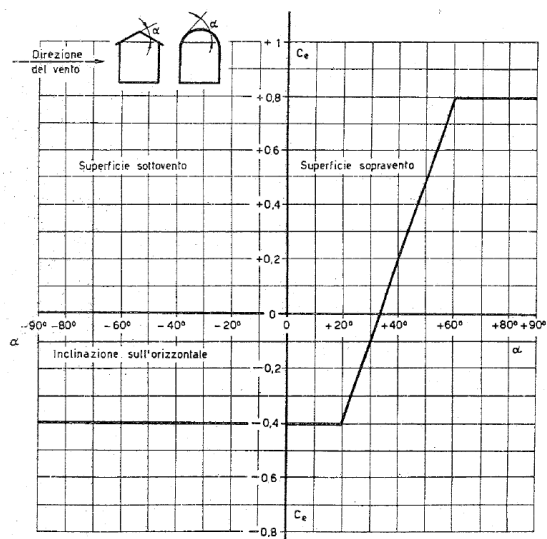


Figura C3.3.2 Valori assunti da  $c_{pe}$  al variare di  $\alpha$

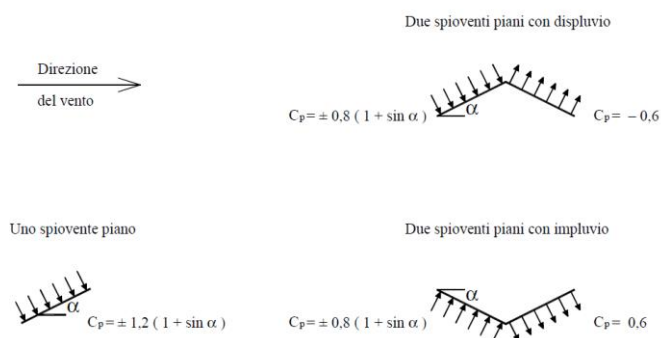


Figura C3.3.4 Valori di  $c_p$  per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

- $C_{pe} = +0,8$     Agente sulla facciata sopra vento
- $C_{pe} = -0,4$     Agente sulla facciata sotto vento
- $C_{pe} = -0,4$     Agente sulla copertura depressione
- $C_{pi} = \pm 0,2$     Pressione interna

Si riporta qui di seguito un estratto della attuale normativa Circolare Applicativa alle NTC 2018 che riporta le varie condizioni possibili per la determinazione dei coeff. di pressione sulle strutture

### C3.3 AZIONI DEL VENTO

Sparisce nel passaggio dalle NTC 2008 alle NTC 2018 la numerazione del § 3.3.1 Generalità, il testo resta praticamente immutato, ma quello che era il paragrafo successivo sulla velocità di riferimento assume ora il numero 3.3.1 contro il numero 3.3.2 delle NTC 2008.

#### C3.3.1 VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

A parte la variazione di numerazione del paragrafo il suo contenuto è sostanzialmente immutato, la zonizzazione del territorio nazionale resta invariata rispetto alle precedenti NTC, così come la velocità base di riferimento del vento nelle varie zone, sia a livello del mare che all'aumentare della quota. La variazione della formula 3.3.1 è infatti solamente apparente e le due formulazioni conducono comunque agli stessi valori, per tutte le 9 zone e per qualunque quota sul livello del mare.

#### C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

In questo paragrafo, vengono introdotte, in mancanza di indagini statistiche adeguate, le seguenti espressioni che forniscono la velocità di riferimento del vento  $v_b(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno:

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b \quad [C3.3.1]$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni,  $\alpha_R$  è un coefficiente fornito dalla Figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [C3.3.2].$$

dove  $T_R$  è espresso in anni.

La formula C3.3.2 è generalmente utilizzata per la valutazione della velocità del vento, riferita a tempi di ritorno inferiori a 50 anni per le condizioni transitorie delle costruzioni. Limitatamente alle analisi inerenti il comportamento delle costruzioni nei riguardi dei fenomeni di instabilità aeroelastica, per i quali le verifiche si conducono in termini di velocità media di riferimento e di velocità critica per il fenomeno in esame, si dovranno adottare valori di  $T_R$  significativamente maggiori di 50 anni, secondo i criteri specificati in C3.3.11 per il distacco dei vortici ed in documenti di comprovata validità per le altre possibili tipologie dei fenomeni instabili.

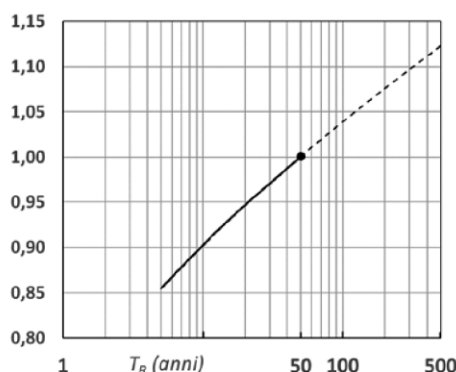


Figura C3.3.1 – Valori del coefficiente  $\alpha_R$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$  (asse in scala logaritmica),

### C3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Il paragrafo chiarisce che nel valutare i carichi agenti su ciascun elemento della costruzione si deve tenere conto delle pressioni agenti sulle due facce sopravento e sottovento.

### C3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.2 delle NTC 2008 e [3.3.4] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti; il coefficiente  $C_p$  viene definito coefficiente di pressione invece che coefficiente di forma (come nelle NTC 2008) ma il suo ruolo e valore, come indicato al § 3.3.8, restano immutati.

### C3.3.5 AZIONE TANGENTE DEL VENTO

Le espressioni 3.3.3 delle NTC 2008 e [3.3.5] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

### C3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

Le espressioni 3.3.4 delle NTC 2008 e [3.3.6] delle NTC 2018, sono sostanzialmente equivalenti.

### C3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il paragrafo mostra la dipendenza del coefficiente di esposizione dall'altezza sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Non presenta significative differenze rispetto alle precedenti NTC.

### C3.3.8 COEFFICIENTI AERODINAMICI

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Nel seguito, in riferimento alle costruzioni di forma regolare indicate ai paragrafi da C3.3.3.8.1 a C3.3.8.4, si forniscono, tre distinte serie di coefficienti di pressione esterna:

- coefficienti globali  $C_{pe}$ , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura;
- coefficienti locali  $C_{pe,10}$  consentono una rappresentazione più realistica dell'effettivo campo di pressione che si instaura sulle superfici delle costruzioni e che possono essere impiegati sia in alternativa ai coefficienti di pressione globali  $C_{pe}$ , sia per quantificare la pressione locale sugli elementi con area di incidenza maggiore o uguale a 10 m<sup>2</sup>;
- coefficienti locali  $C_{pe,1}$  che consentono la quantificazione della pressione locale su elementi di piccole dimensioni con un'area di incidenza minore o uguale a 1 m<sup>2</sup> (quali elementi di rivestimento ed i loro fissaggi).

Per i coefficienti di pressione locali relativi ad un'area di incidenza compresa fra 1 e 10 m<sup>2</sup>, il valore è pari a:

$$C_{peA} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \log_{10}(A) \quad [C3.3.3]$$

dove:

A è l'area di incidenza della pressione del vento.

## 5.7 AZIONI TERMICHE

### 3.5.1. GENERALITÀ

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

### 3.5.2. TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Nelle espressioni seguenti,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

#### Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

#### Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

#### Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

#### Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

### 3.5.3. TEMPERATURA DELL'ARIA INTERNA

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna,  $T_{int}$ , può essere assunta pari a 20 °C.



### 3.5.4. DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale  $x$  può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali  $y$  e  $z$  della sezione,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale  $T$  può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato,  $T_{sup,int}$ .

Le temperature della superficie esterna,  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna  $T_{sup,int}$  dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$  e di quella interna,  $T_{int}$ , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0 = 15^\circ\text{C}$ .

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

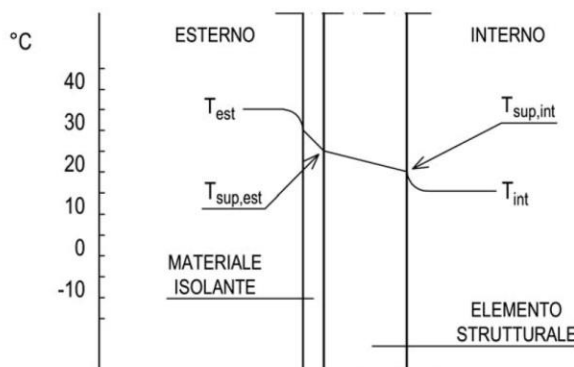


Fig. 3.5.2 - Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

### 3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura  $T$  nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II - Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

### 3.5.6. PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.



**3.5.7. EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE**

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente  $\alpha_T$  riportati in Tab. 3.5.III.

**Tab. 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente**

Materiale	$\alpha_T [10^{-6}/^{\circ}\text{C}]$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

Essendo il fabbricato in oggetto realizzato con strutture in parte protette (struttura rivestite e non direttamente esposte alle intemperie) ed in parte esposte si è considerato ed applicato sul modello numerico di calcolo strutturale FEM un delta termico pari a:

±15° C per le parti metalliche protette

±25° C per le parti metalliche esposte

±10° C per le parti in c.a. protette

±15° C per le parti in c.a. esposte

## 5.8 AZIONE SISMICA

### 5.8.1 RISCHIO SISMICO DEL SITO

Il rischio sismico di una struttura è definito come funzione prodotto di:

- **P = pericolosità**, ovvero la probabilità che si verifichino terremoti di una certa entità in una data zona in un prefissato intervallo di tempo. Si può fare riferimento alla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale di cui all'allegato 1b alla OPCM 3519/2006 e NTC 2018 (D.M. 17/01/2018).
- **V = vulnerabilità**, ovvero la predisposizione di una struttura (edificio, impianto o altro) a subire danni in conseguenza di un sisma di entità prefissata.
- **E = esposizione**, ovvero il complesso di beni e attività che possono subire perdite in seguito ad un sisma.

Classificazione Pericolosità <b>P</b>	
1	Zona sismica 4 – $a_q < 0.05$ g
2	Zona sismica 3 – $0.05 < a_q < 0.15$ g
3	Zona sismica 2 – $0.15 < a_q < 0.25$ g
4	Zona sismica 1 – $a_q > 0.25$ g

Classificazione Vulnerabilità <b>V</b>	
1	<ul style="list-style-type: none"><li>– Costruzioni realizzate con criteri/prescrizioni antisismiche secondo NTC 2008 (o NTC 2018) e/o con interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti secondo NTC 2008 (o NTC 2018)</li><li>– Documentazione di progetto e di valutazione di vulnerabilità sismica della struttura da cui si evinca un indice di vulnerabilità sismico <math>I_{S-V,NTC\ 2008} \geq 100\%</math></li></ul>
1.5	<ul style="list-style-type: none"><li>– Costruzioni realizzate con criteri/prescrizioni antisismiche secondo D.M. 16/01/1996, e/o con interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti secondo D.M. 16/01/1996</li><li>– Documentazione di progetto e di valutazione di vulnerabilità sismica della struttura da cui si evinca un indice di vulnerabilità sismico <math>60\% \leq I_{S-V,NTC\ 2008} \leq 99\%</math></li></ul>
2	<ul style="list-style-type: none"><li>– Costruzioni realizzate senza criteri/prescrizioni antisismiche, prima dell'entrata in vigore delle obbligatorie prescrizioni costruttive normative antisismiche</li><li>– Documentazione di progetto e di valutazione di vulnerabilità sismica della struttura da cui si evinca un indice di vulnerabilità sismico <math>I_{S-V,NTC\ 2008} \leq 60\%</math></li></ul>

Classificazione Esposizione <b>E</b>	
1	Lavoro a giornata (edifici occupati 8/24 h)
1.5	Lavoro su 2 turni (edifici occupati 16/24 h)
2	Lavoro a ciclo continuo (edifici occupati 24/24 h)

Pertanto i rischi sono classificati sulla base del prodotto di questi, l'Indice complessivo di rischio.

Si ottengono perciò diversi valori di questo indice, da un minimo di 1 (1 x 1 x 1) ad un massimo di 16 (4 x 2 x 2), che è possibile suddividere in questo modo:

<i>Rischio Sismico Struttura <b>R</b></i>	
<i>Range Punteggio</i>	<i>Giudizio</i>
<b>16</b>	<b>GRAVISSIMO</b>
<b>9 - 12</b>	<b>GRAVE</b>
<b>6.75 - 8</b>	<b>MEDIO</b>
<b>1 - 4.75</b>	<b>BASSO</b>

Le principali fonti di pericolo sismico nelle opere edili e civili riguardano:

1. Fabbricati
2. Strutture staticamente indipendenti (scale, tettoie, soppalchi, pensiline)
3. Scaffalature
4. Impianti

Le fasi seguite per redigere il documento di valutazione dei rischi possono essere schematizzate nei seguenti punti:

- Analisi della classificazione sismica del comune di appartenenza ( $P$  = pericolosità)
- Verifica della vulnerabilità sismica dei fabbricati ( $V_f$  = vulnerabilità fabbricati)
- Verifica della vulnerabilità sismica delle strutture ( $V_s$  = vulnerabilità strutture)
- Verifica della vulnerabilità sismica delle scaffalature ( $V_{sc}$  = vulnerabilità impianti)
- Verifica della vulnerabilità sismica degli impianti ( $V_i$  = vulnerabilità impianti)
- Verifica dell'esposizione ( $E$  = esposizione)
- Determinazione dell'indice di rischio sismico  $R_s = f(P; V; E)$

### 5.8.2 ZONAZIONE SISMOGENETICA

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha realizzato una zonazione sismogenetica (ZS9) del territorio nazionale per recepire le conoscenze più recenti sulla tettonica attiva della penisola e sulla distribuzione delle sorgenti sismogenetiche, fornire per ogni zona una stima della profondità efficace dei terremoti (ovvero l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti) e per la descrizione del meccanismo di fagliazione prevalente attraverso l'analisi cinematica di eventi geologici importanti che interessano la crosta superficiale e anche strutture profonde (INGV, Rapporto Conclusivo per il Dipartimento di Protezione Civile, 2004).

La ZS9 rappresenta la più recente zonizzazione sismogenetica del territorio nazionale ed è stata elaborata tenendo in considerazione i principali riferimenti informativi sui terremoti: progetto DISS e il Database Macrosismico Italiano (DBMI11) che contiene i dati di intensità utilizzati per la compilazione dei parametri del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani rilasciato nel dicembre 2011 (CPTI11).

Il territorio italiano è suddiviso in 36 aree differenti numerate da 901 a 936 cui vanno aggiunte 6 zone non utilizzate in quanto non contribuiscono alla pericolosità del territorio italiano o hanno un numero di eventi interno molto basso. Si possono distinguere le seguenti porzioni:

- Arco alpino: 901 ÷ 910
- Appennino settentrionale e centrale: 911 ÷ 923
- Appennino meridionale e avampese apulo: 924 ÷ 928 e 931
- Calabria: 929 – 930
- Sicilia: 932 ÷ 936

fonti:

[http://zonesismiche.mi.ingv.it/elaborazioni/dati\\_di\\_ingresso/](http://zonesismiche.mi.ingv.it/elaborazioni/dati_di_ingresso/)

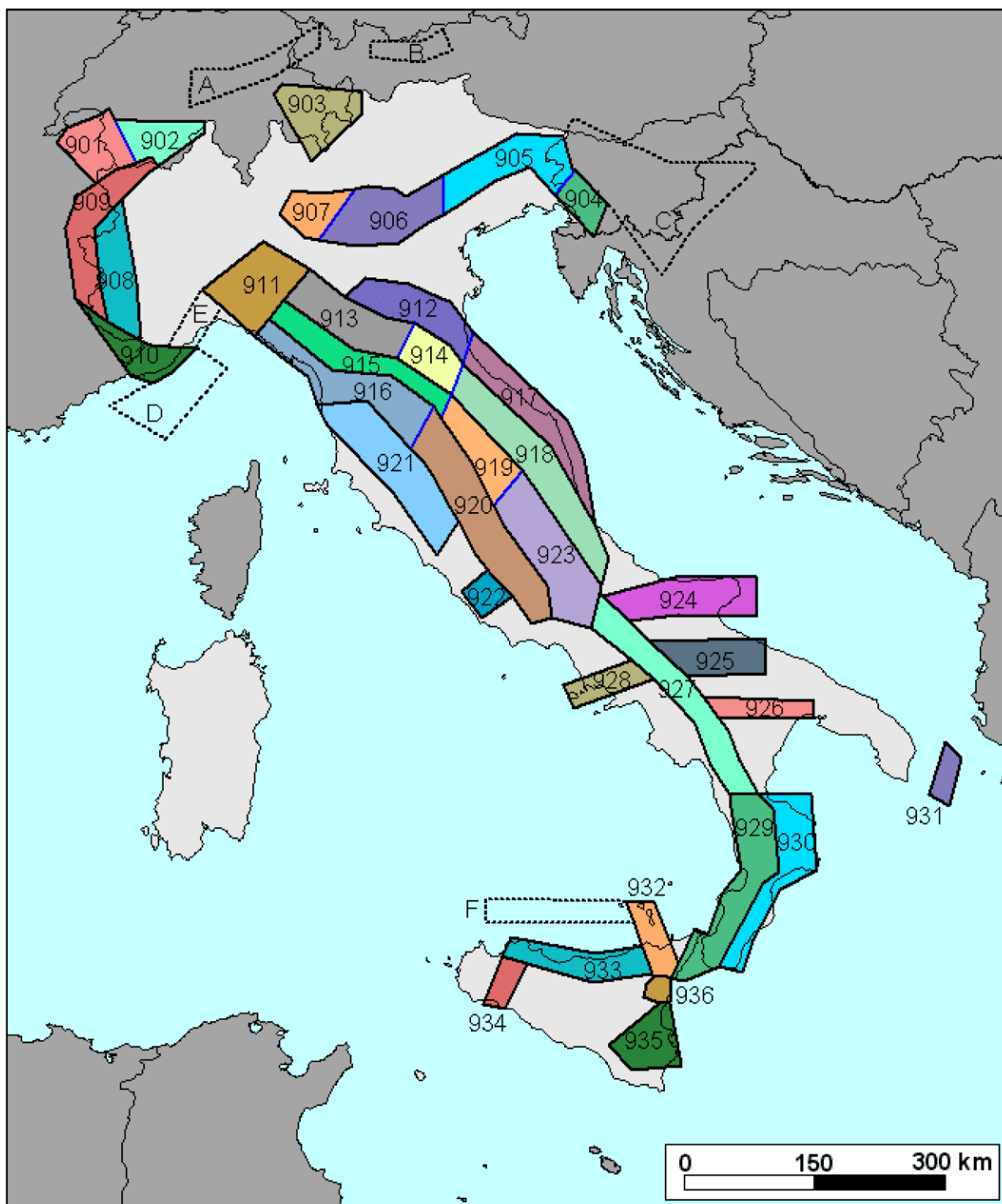


Figura 18 – Zonazione sismogenetica ZS9. Le diverse zone sono individuate da un numero; le zone indicate con una lettera non sono state utilizzate per la valutazione della pericolosità sismica. Il significato del colore (blu o nero) dei bordi delle zone è spiegato nel testo. Il colore delle zone non è invece significativo.



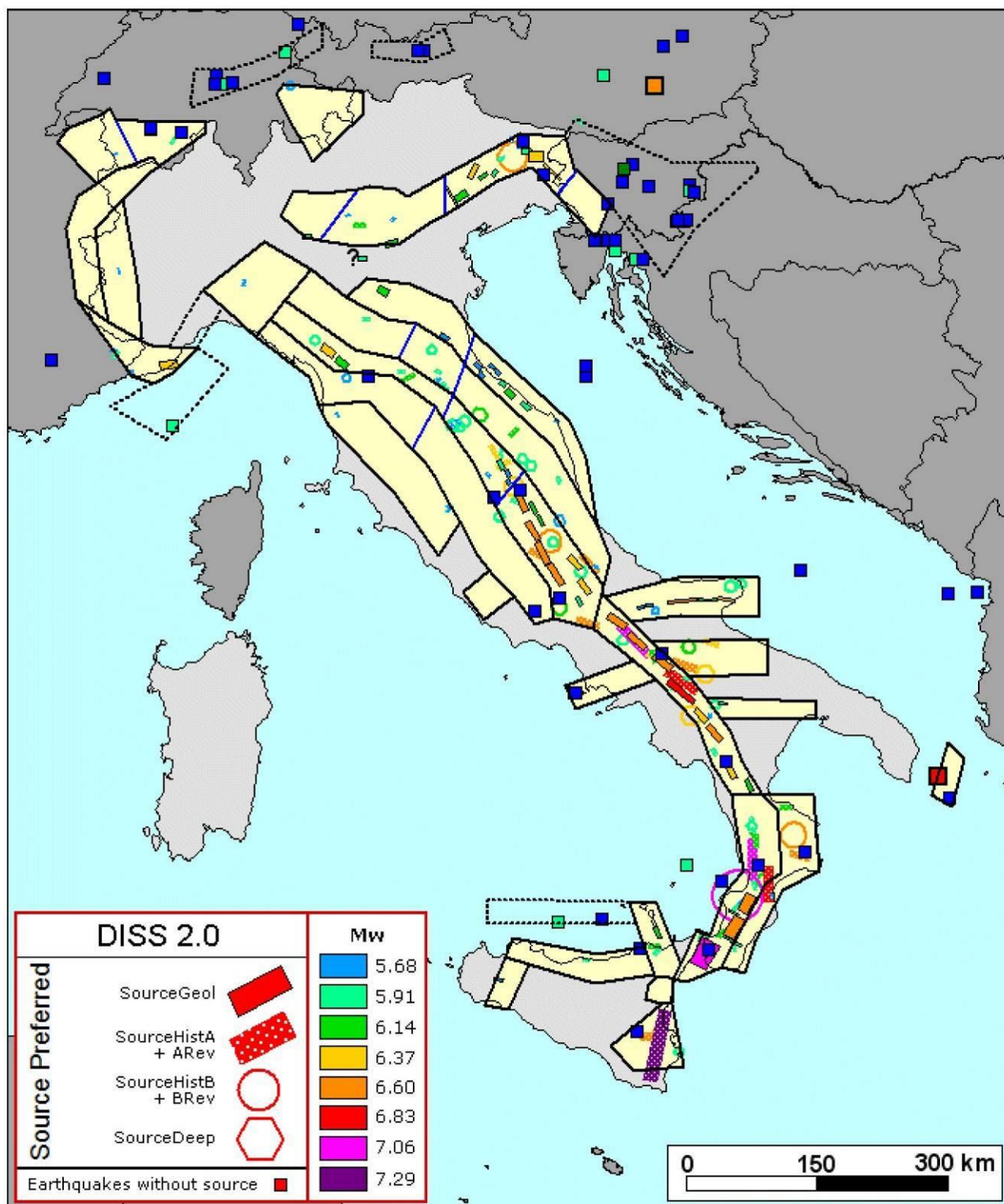


Figura 19 – Zonazione sismogenetica ZS9 a confronto con la distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute nel database DISS 2.0. Ogni sorgente è rappresentata utilizzando una scala cromatica che esprime la magnitudo Mw del terremoto atteso per la sorgente stessa. I simboli quadrati indicano terremoti presenti nel catalogo di riferimento (CPTI2) ma non associati ad una specifica sorgente di DISS 2.0. La loro magnitudo viene rappresentata mediante la stessa scala cromatica usata per le sorgenti. Le classi di magnitudo con le quali sono rappresentati i terremoti e le sorgenti sono le stesse utilizzate per il calcolo dei tassi di sismicità.

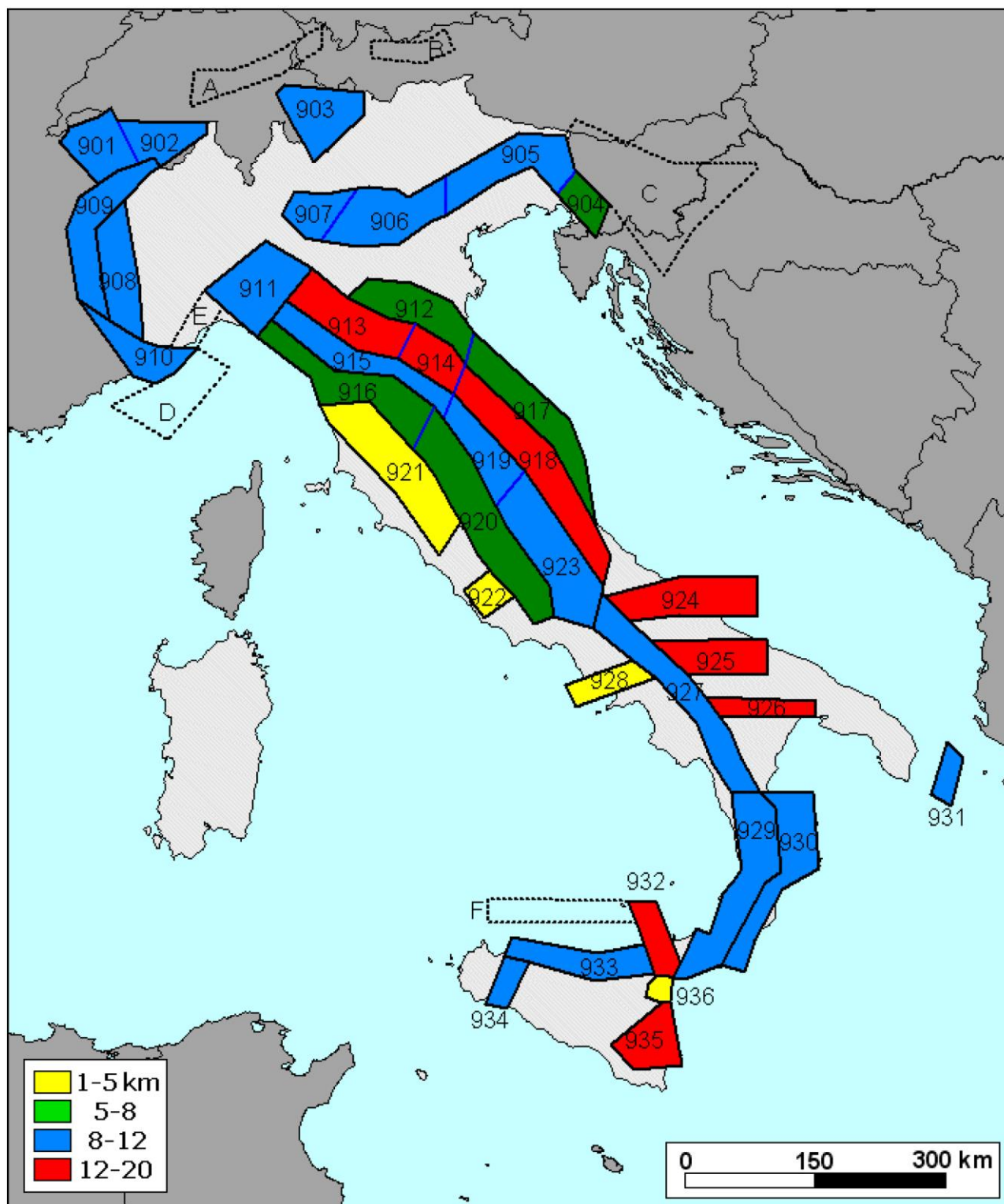


Figura 20 – Classi di profondità efficace assegnate alle diverse zone sismogenetiche di ZS9 sulla base del valore della moda e della forma della distribuzione di frequenza degli eventi in funzione della profondità (in km)

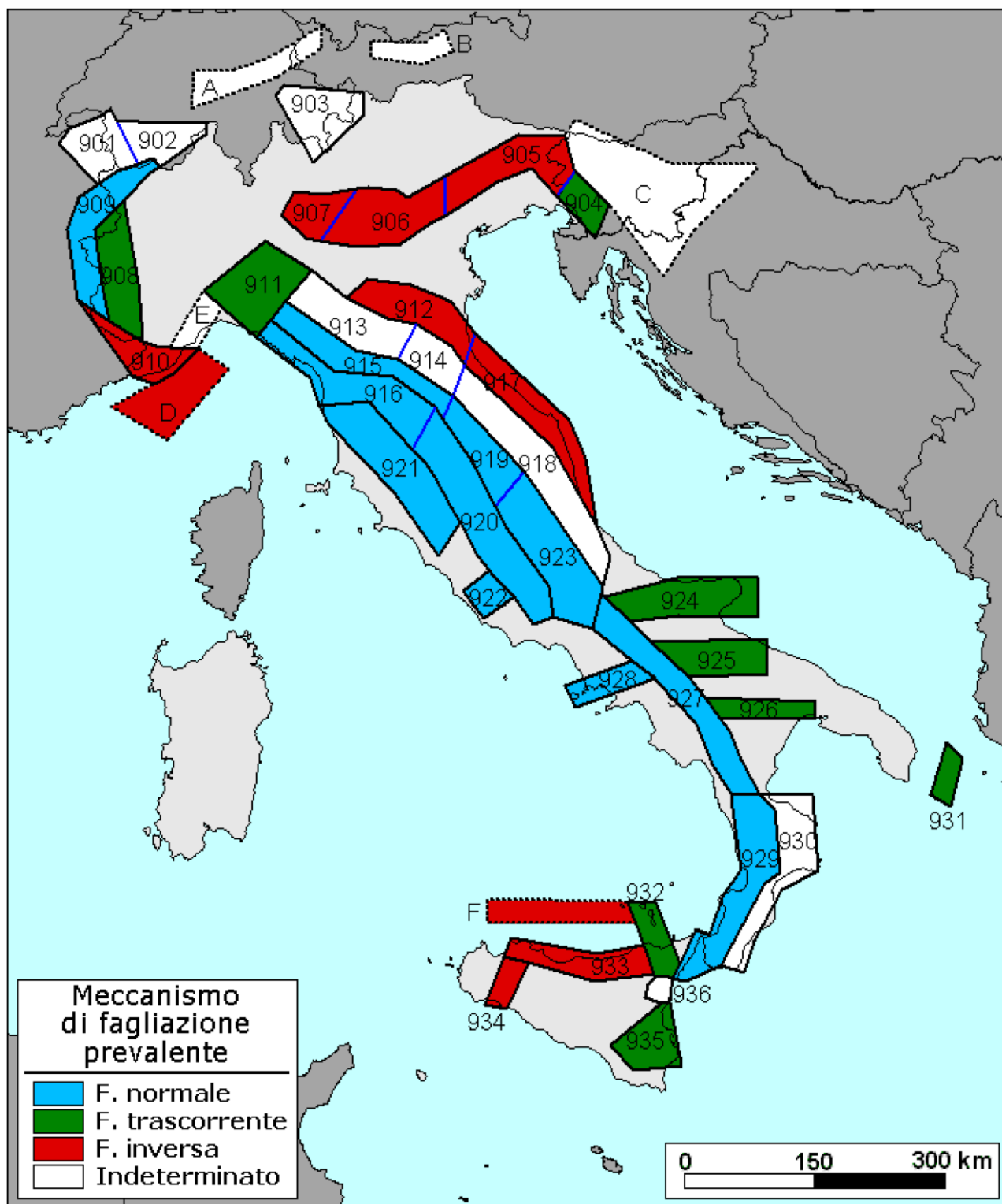


Figura 21 – Meccanismo di fagliazione prevalente atteso per le diverse zone sismogenetiche che compongono ZS9. L'assegnazione è basata su una combinazione dei meccanismi focali osservati con dati geologici a varie scale



## 5.8.3 PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Il comune in oggetto ricade, secondo l'ultima classificazione sismica del territorio italiano emanata dal Dipartimento della Protezione Civile ("Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006) - criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n.108 del 11/05/2006) in **Zona Sismica 3**, il sito possiede quindi caratteristiche di media pericolosità sismica.

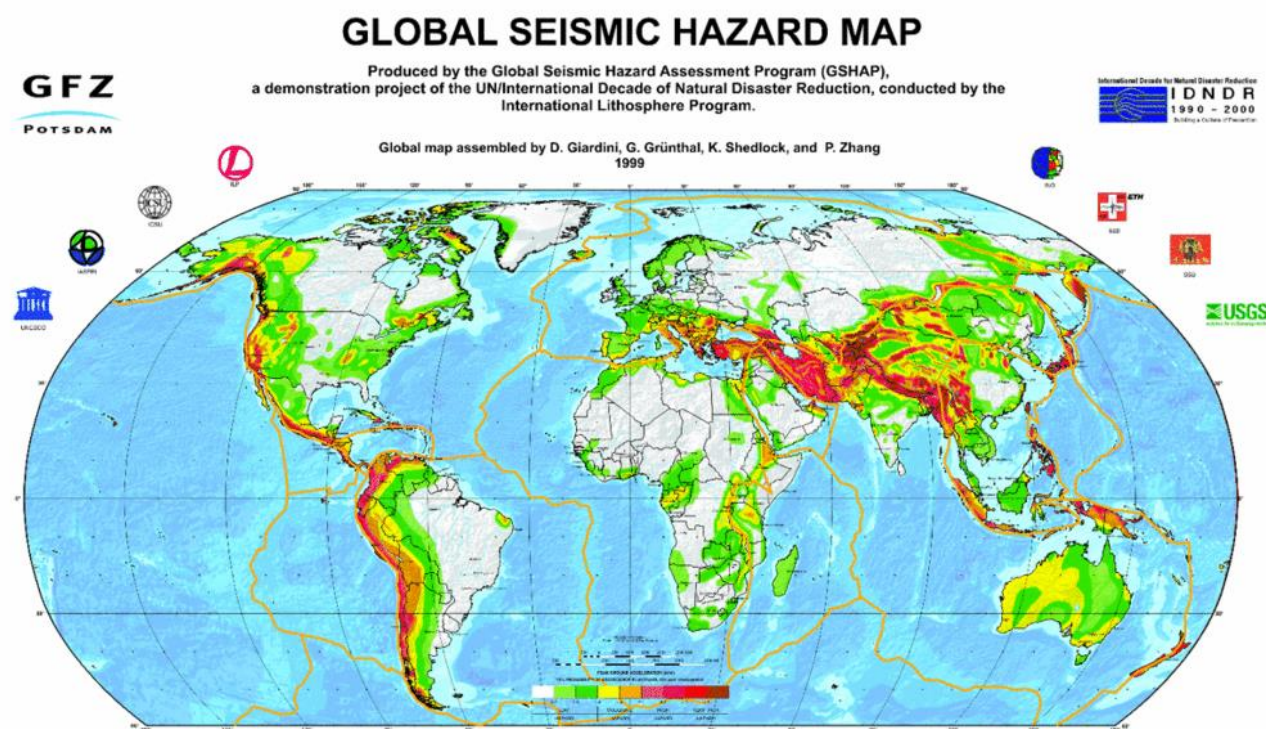


Figura 22 – Mappa di Pericolosità Sismica sul territorio mondiale



## ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

### Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressa in termini di accelerazione massima del suolo

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

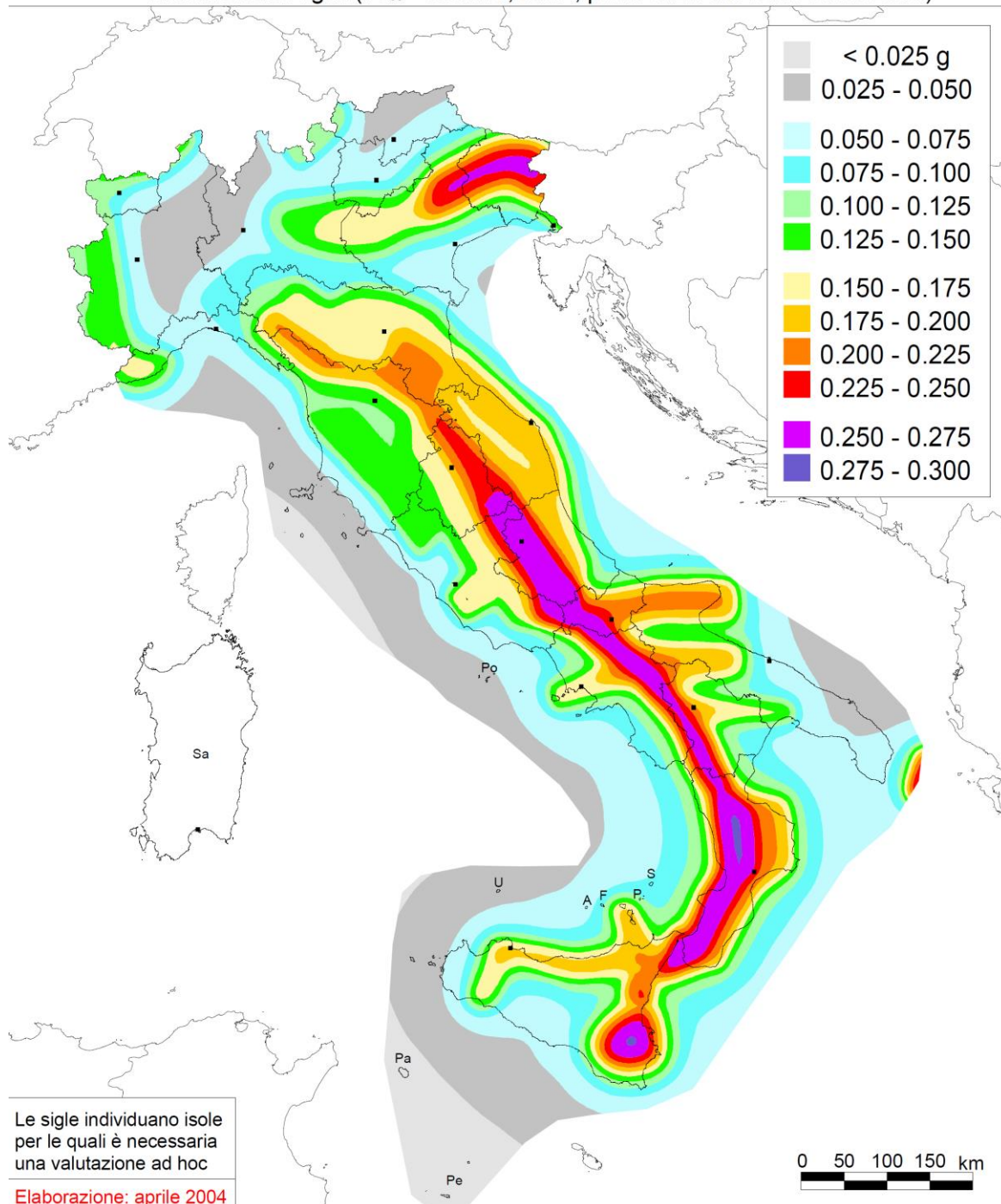


Figura 23 – Mapa Pericolosità Sismica Nazionale secondo normativa vigente: il comune in oggetto ricade nella fascia 0.150g – 0.175g





## ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

### Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressi in termini di accelerazione massima del suolo

con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni

riferita a suoli rigidi ( $V_{s30} > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

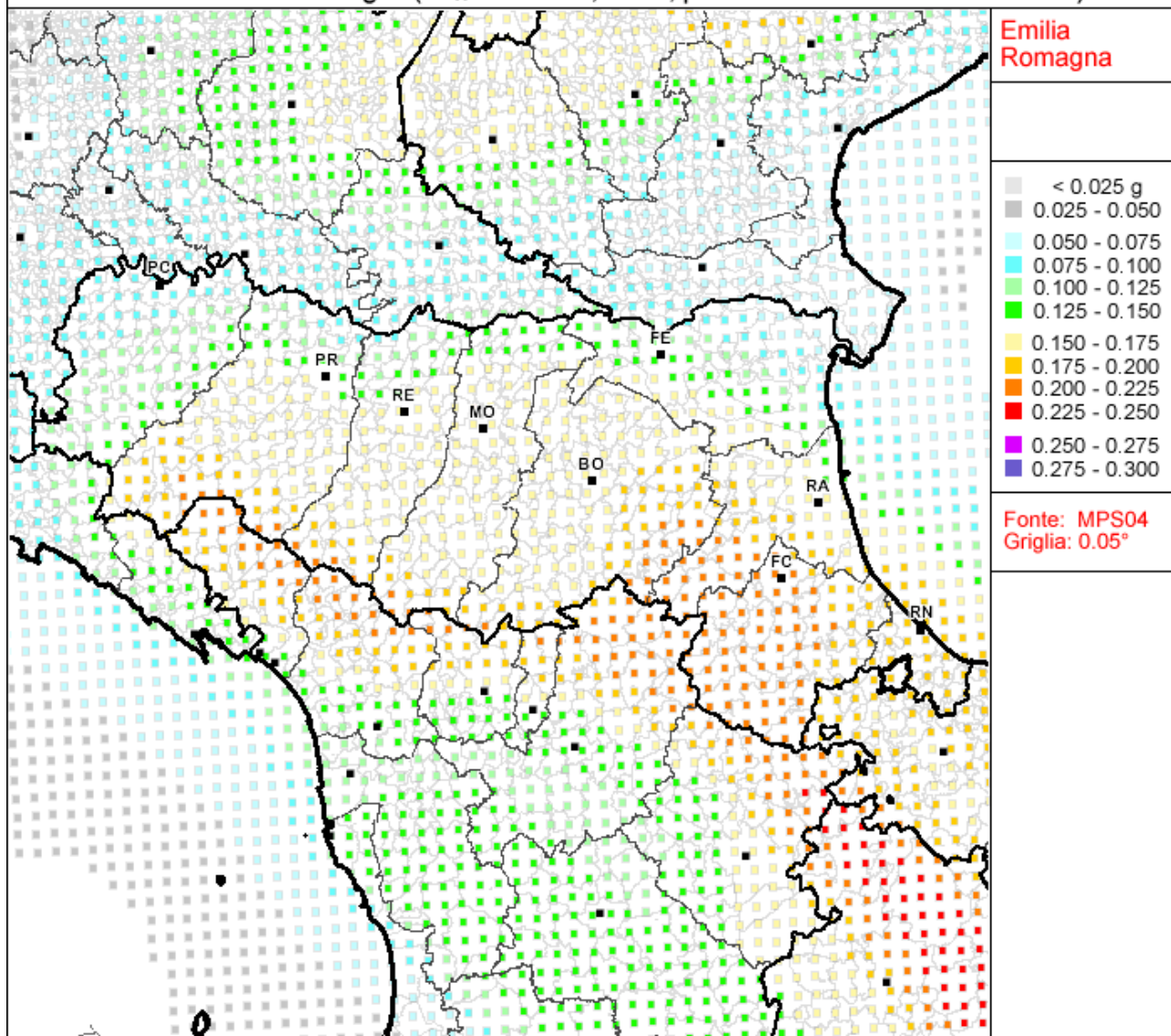


Figura 24 – Mappa di Pericolosità Sismica sul territorio Emilia-Romagna secondo normativa vigente  
PGA<sub>if</sub> [A, Tr=475 anni] (Suolo Cat. A, SS=1, ST=1, VN=50 anni, CU=1, PVR=10%, TR=475 anni)



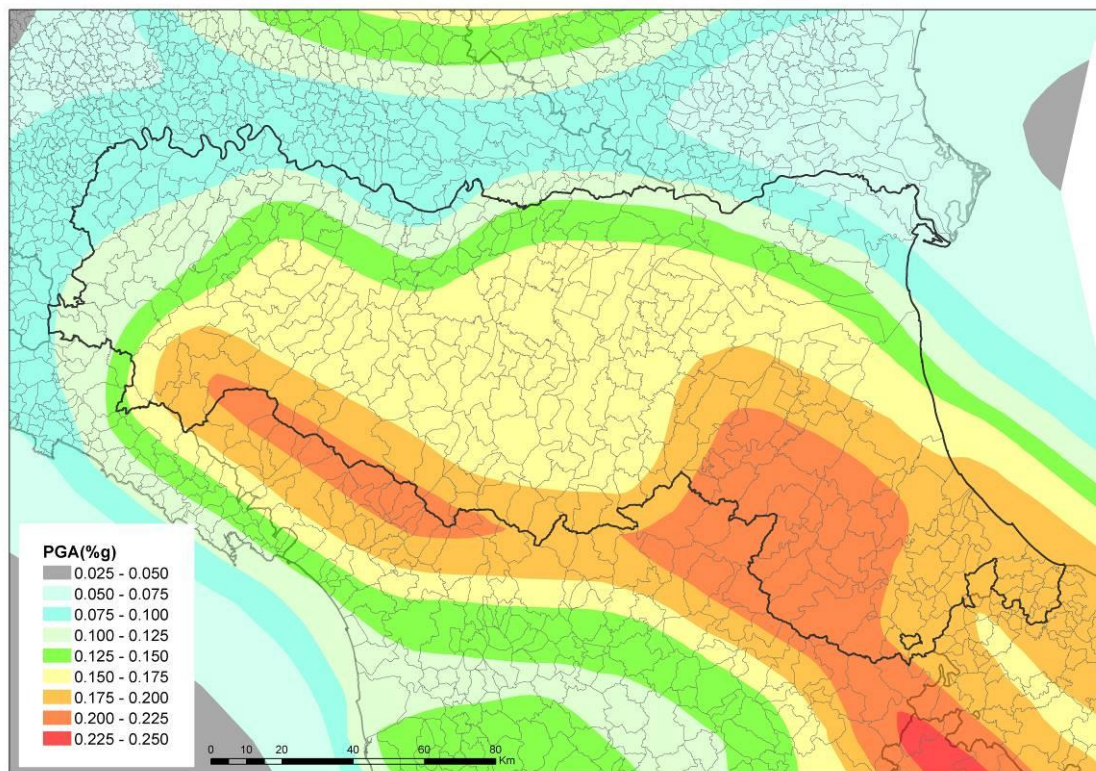


Figura 25 – Mappa di Pericolosità Sismica sul territorio Emilia-Romagna secondo normativa vigente NTC 2018  
 $PGA_{rif} [A, T_R=475 \text{ anni}]$  (Suolo Cat. A,  $S_S=1$ ,  $S_T=1$ ,  $V_N=50 \text{ anni}$ ,  $C_U=1$ ,  $P_{VR}=10\%$ ,  $T_R=475 \text{ anni}$ )

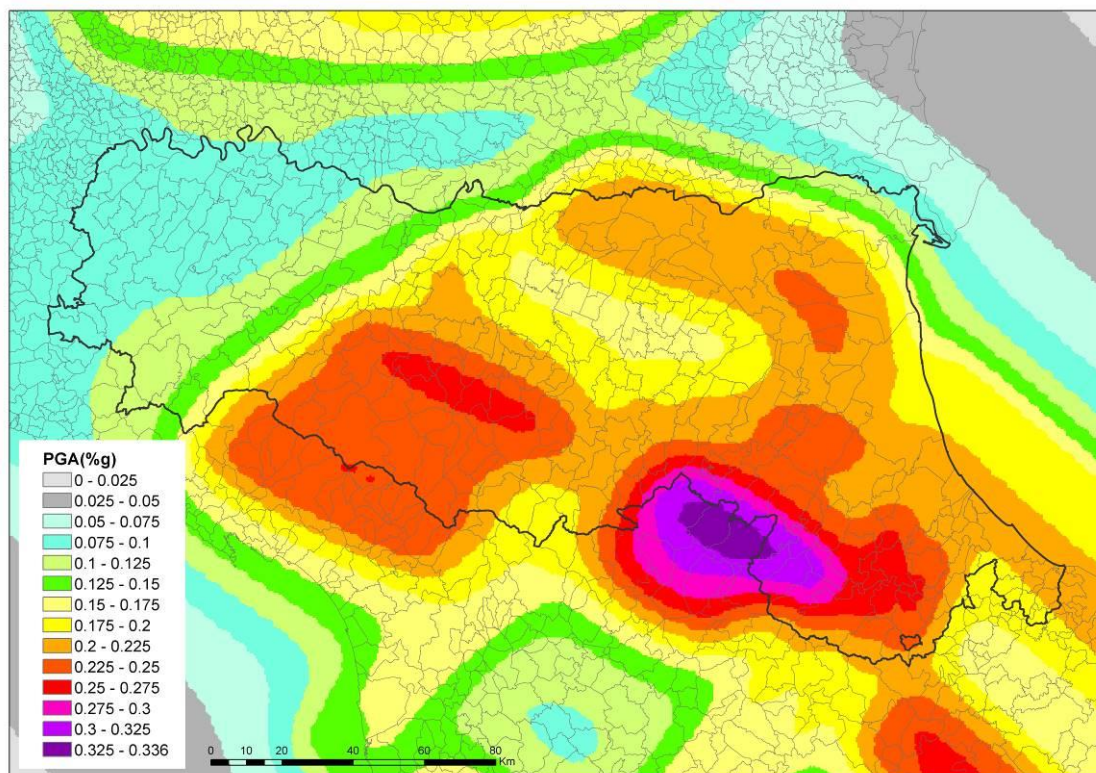


Figura 26 – Mappa di Pericolosità Sismica sul territorio Emilia-Romagna secondo modelli sismogenetici locali  
 $PGA_{rif} [A, T_R=475 \text{ anni}]$  (Suolo Cat. A,  $S_S=1$ ,  $S_T=1$ ,  $V_N=50 \text{ anni}$ ,  $C_U=1$ ,  $P_{VR}=10\%$ ,  $T_R=475 \text{ anni}$ )



## Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia-Romagna

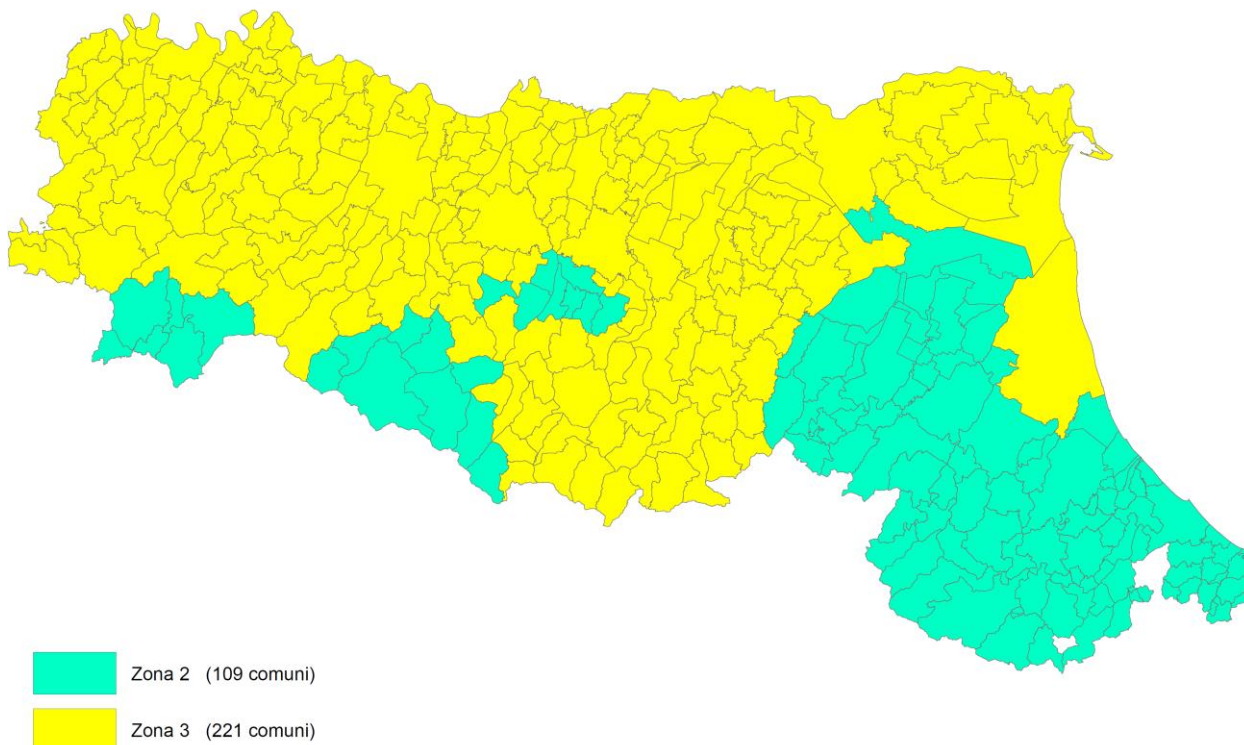


Figura 27 – Classificazione Pericolosità Sismica Regionale secondo normativa vigente NTC 2018

## MAPPA DELLE MASSIME INTENSITA' MACROSISMICHE RILEVATE

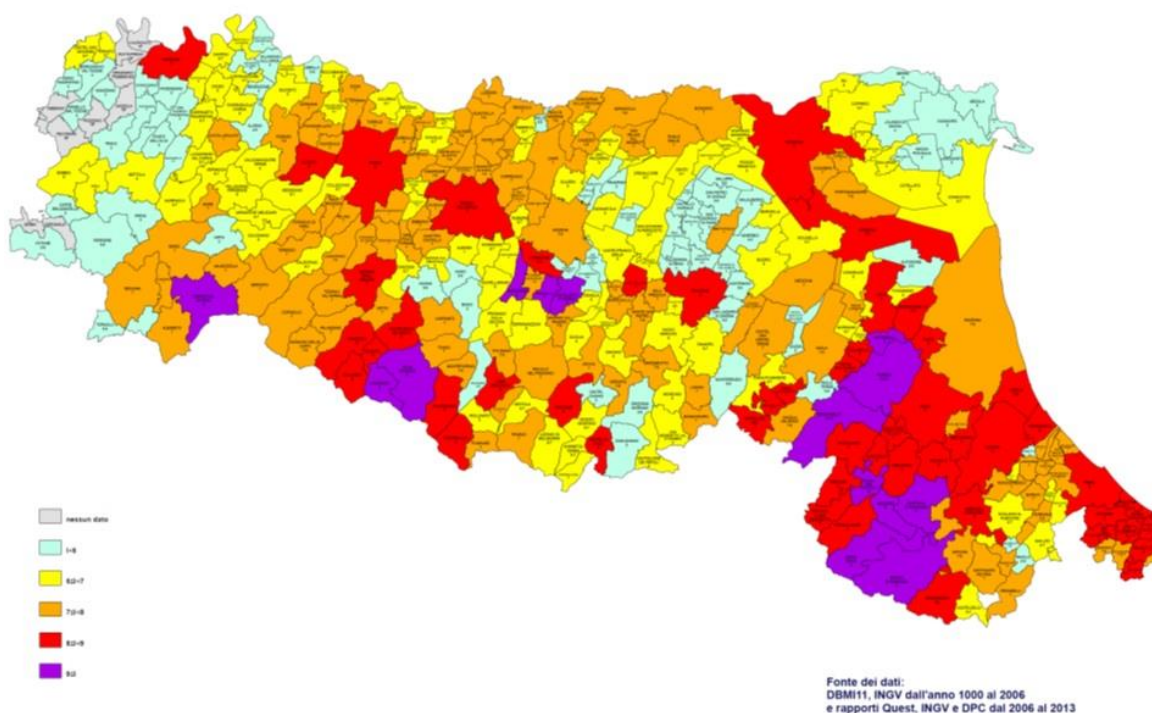


Figura 28 – Mappa delle intensità Macrosismiche rilevate sul territorio Emilia-Romagna per gli eventi sismici avvenuti nel Riferimento Temporale dall'anno 1000 D.C. al 2013 D.C.

La studio della sismicità dell'area oggetto di intervento rappresenta uno strumento indispensabile per le analisi sismotettoniche, nonché un utile supporto alla geologia strutturale, in quanto varie tipologie di dati sismici, ottenuti attraverso differenti metodologie, possono fornire indicazioni per l'identificazione e la caratterizzazione delle strutture geologicamente attive.

L'insieme delle informazioni disponibili sui terremoti avvenuti in passato, ottenute secondo metodi di analisi di tipo sia strumentale che non, consistono essenzialmente in registrazioni del moto del terreno dalle quali è possibile ricavare l'ipocentro (in termini di latitudine, longitudine, profondità e relative incertezze), così come la dimensione (in termini di magnitudo o momento sismico) e la tipologia del meccanismo del terremoto (in termini di parametri di faglia o di tensore momento).

I dati strumentali sono integrati da informazioni sulla distribuzione spaziale degli effetti indotti dal terremoto sulle persone, sulle cose e sull'ambiente, dalle quali, attraverso la codifica di una scala macrosismica, è possibile ricavare la localizzazione, la magnitudo equivalente, le dimensioni fisiche ed anche l'orientazione della struttura sismogenetica.

Le informazioni riguardanti gli eventi sismici avvenuti nell'area in esame sono state ricavate dall'ultima versione del Database Macrosismico Italiano chiamata "DBMI15" v.3.0 (Locati et. Al., 2021) (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15>), rilasciata nel gennaio 2021 la quale aggiorna e sostituisce la precedente DBMI11, e dal Bollettino Sismico Italiano elaborato da ISIDe Working Group (<http://iside.rm.ingv.it/>).

Per determinare tutte le caratteristiche della pericolosità sismica dell'area di interesse si è indagata la mappa interattiva di pericolosità sismica fornita dall'INGV (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Tale mappa fornisce per ogni punto del reticolo nazionale individuato dalle NTC 2018 tutti i parametri di accelerazione sismica di base di progetto per i vari percentili e probabilità di superamento, nonché la relativa curva di correlazione.





## Modello di pericolosità sismica MPS04-S1

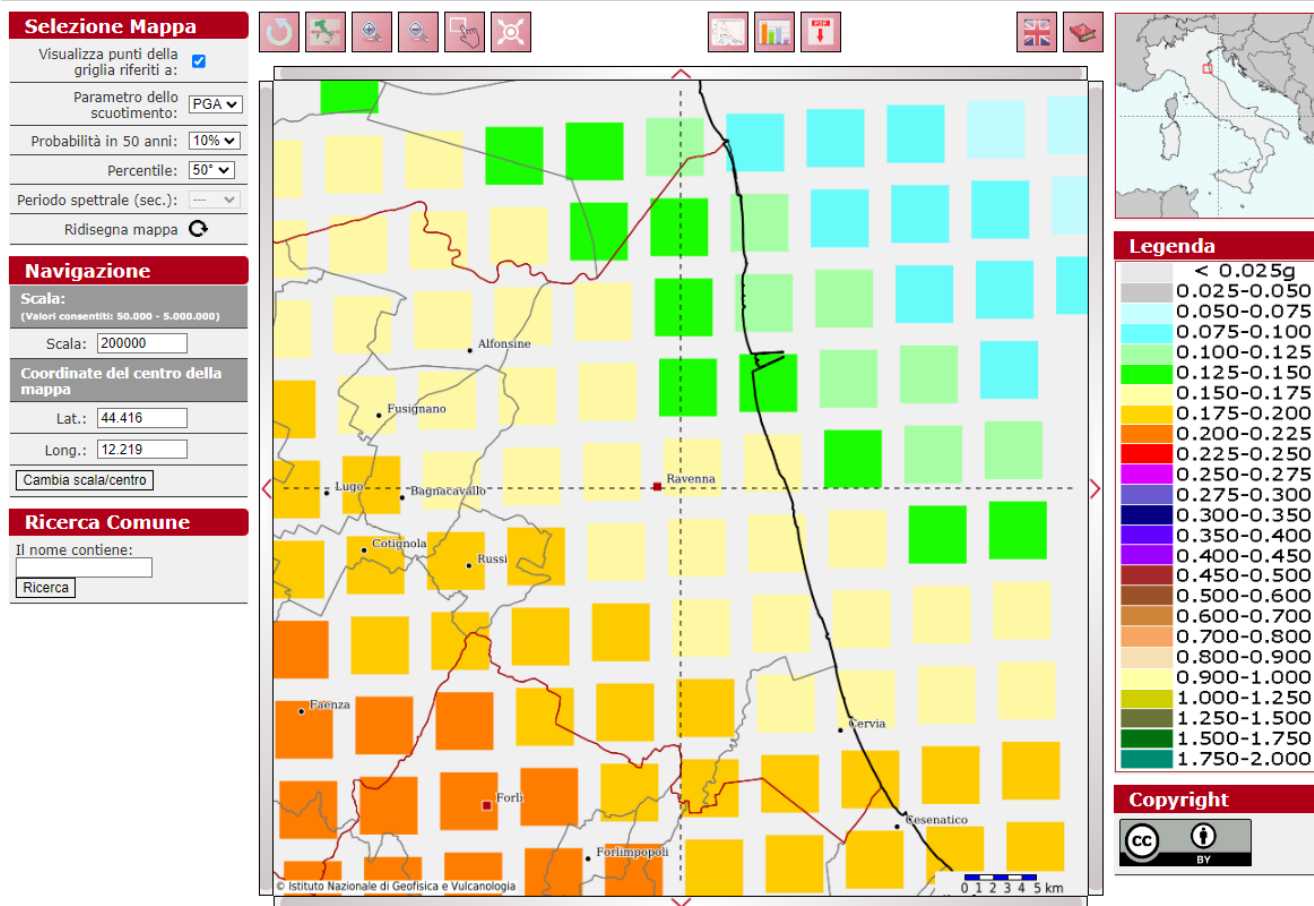
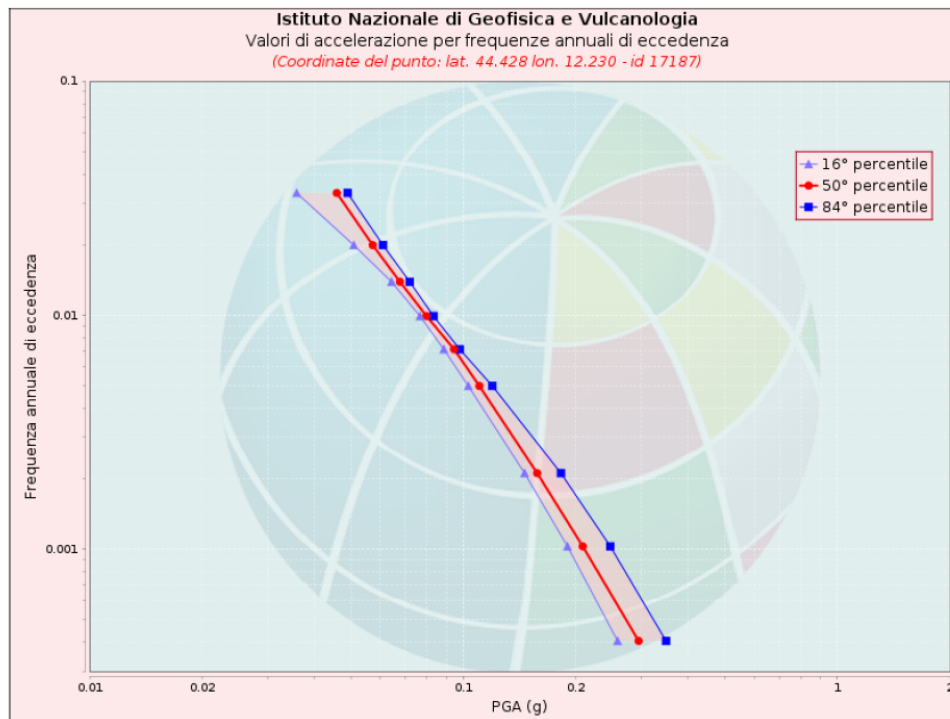


Figura 29 – Mappa di pericolosità sismica del sito in oggetto MPS04-S1 (2004) (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

$PGA_{rif} [A, T_R=475 \text{ anni}]$  (Suolo Cat. A,  $S_S=1$ ,  $S_T=1$ ,  $V_N=50 \text{ anni}$ ,  $C_U=1$ ,  $P_{VR}=10\%$ ,  $T_R=475 \text{ anni}$ )

## Curva di pericolosità

La pericolosità è l'insieme dei valori di scuotimento (in questo caso per la PGA) per diverse frequenze annuali di eccedenza (valore inverso del periodo di ritorno). La tabella riporta i valori mostrati nel grafico, relativi al valore mediano (50mo percentile) ed incertezza, espressa attraverso il 16° e l'84° percentile.

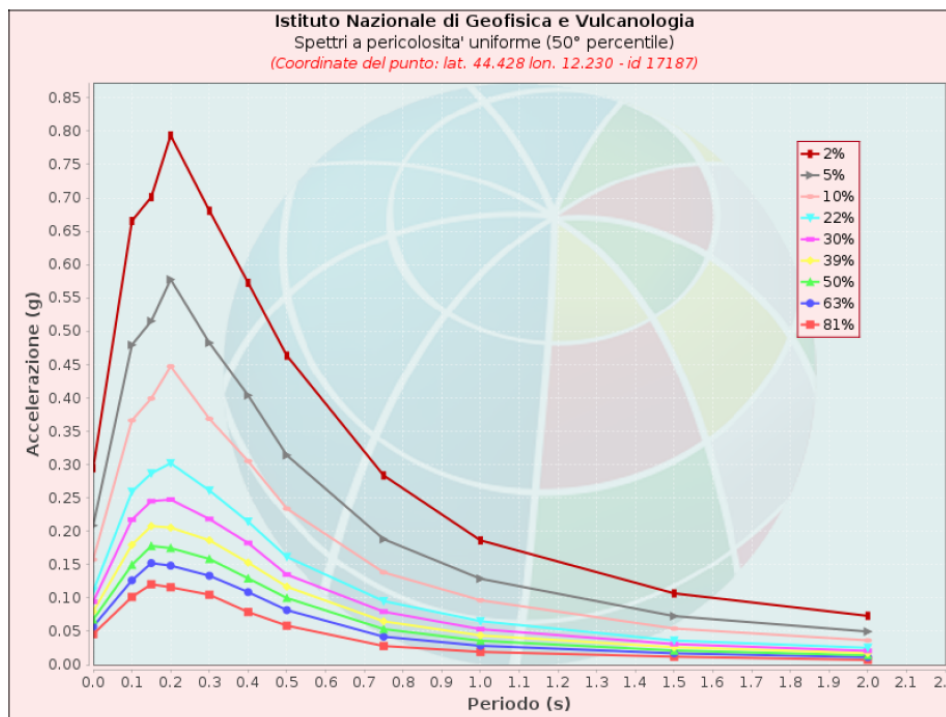


Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza			
Frequenza annuale di ecc.	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.259	0.294	0.349
0.0010	0.190	0.209	0.247
0.0021	0.146	0.158	0.182
0.0050	0.103	0.110	0.120
0.0071	0.089	0.094	0.098
0.0099	0.077	0.080	0.083
0.0139	0.064	0.068	0.072
0.0199	0.051	0.057	0.061
0.0332	0.036	0.046	0.049

## Spettri a pericolosità uniforme

Gli spettri indicano i valori di scuotimento calcolati per 11 periodi spettrali, compresi tra 0 e 2 secondi. La PGA corrisponde al periodo pari a 0 secondi. Il grafico è relativo alle stime mediane (50mo percentile) proposte dal modello di pericolosità.

I diversi spettri nel grafico sono relativi a diverse probabilità di eccedenza (PoE) in 50 anni. La tabella riporta i valori mostrati nel grafico.

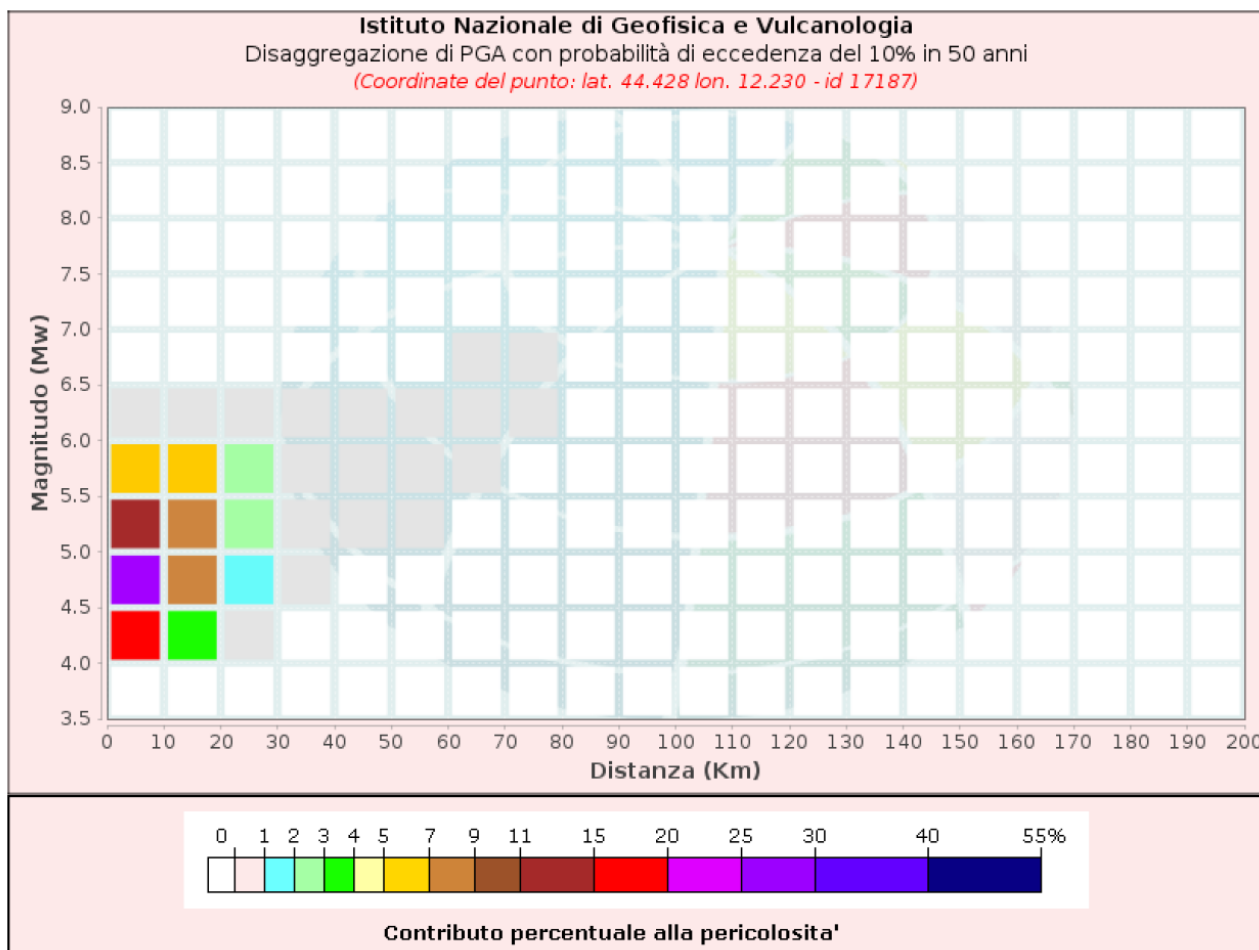


Spettri a pericolosità uniforme (50° percentile)											
PoE in 50 anni	Accelerazione (g)										
	Periodo (s)										
	0.0	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
2%	0.294	0.665	0.701	0.793	0.681	0.573	0.463	0.284	0.186	0.107	0.073
5%	0.209	0.479	0.515	0.578	0.483	0.404	0.314	0.188	0.129	0.073	0.050
10%	0.158	0.366	0.399	0.447	0.369	0.305	0.234	0.138	0.097	0.054	0.036
22%	0.110	0.259	0.287	0.302	0.261	0.214	0.162	0.095	0.065	0.036	0.025
30%	0.094	0.217	0.245	0.247	0.218	0.182	0.135	0.079	0.053	0.031	0.021
39%	0.080	0.180	0.208	0.206	0.187	0.153	0.117	0.065	0.044	0.026	0.017
50%	0.068	0.150	0.178	0.175	0.159	0.129	0.100	0.053	0.036	0.021	0.014
63%	0.057	0.126	0.152	0.148	0.133	0.109	0.082	0.042	0.028	0.017	0.011
81%	0.046	0.102	0.121	0.116	0.105	0.079	0.059	0.028	0.019	0.012	0.007

## Grafico di disaggregazione

Il grafico rappresenta il contributo percentuale delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza epicentrale alla pericolosità del nodo, rappresentata in questo caso dal valore della PGA mediana, per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

La tabella riporta i valori mostrati nel grafico ed i valori medi di magnitudo, distanza ed epsilon.





Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni											
Distanza in Km	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	15.7000	27.5000	14.4000	6.4700	0.7290	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.3200	8.8500	7.8800	5.6600	0.8410	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.1370	1.2300	2.3300	2.4300	0.3620	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0346	0.5090	0.9160	0.1470	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0374	0.2780	0.0801	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0514	0.0402	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.0158	0.0008	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0028	0.0010	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi: magnitudo = 4.98 ; distanza = 9.5 ; epsilon = 0.692

Il valore puntuale (per il sito oggetto di intervento) della **PGA<sub>rif</sub> [A, T<sub>R</sub>=475 anni]** (Peak Ground Acceleration) di **Riferimento** (accelerazione di picco prevista al suolo, su sottosuolo rigido di Categoria A pianeggiante tipo T1 – S<sub>T</sub>=1, per tempo di ritorno dell'evento sismico standard di progetto fissato pari a T<sub>R,SLV</sub> = 475 anni (SLV), per costruzione ordinaria a vita nominale V<sub>N</sub>=50 anni e Classe d'Uso II – C<sub>U</sub>=1) risulta pari a:

**PGA<sub>rif</sub> [A, T<sub>R</sub>=475 anni]** (Suolo Cat. A, S<sub>S</sub>=1, S<sub>T</sub>=1, V<sub>N</sub>=50 anni, C<sub>U</sub>=1, P<sub>VR</sub> =10%, T<sub>R</sub>=475 anni) = **0.1614 g**

E' inoltre presente l'utile grafico di disaggregazione delle accelerazioni di base di progetto per ogni punto del reticolo, tale grafico permette di stimare la magnitudo media e relativa distanza dell'epicentro del sisma del terremoto che conduce sul sito in esame all'accelerazione di progetto per lo stato limite considerato.

Nel caso in esame si può riscontrare che per SLV il sisma di **Magnitudo 4.98** alla **Distanza Epicentrale 9.5 km** conduce all'accelerazione media stimata di progetto su suolo rigido pari a **PGA<sub>rif</sub> [A, T<sub>R</sub>=475 anni] = 0.1614 g**

Da tale valore della PGA di riferimento è possibile determinare il valore della **PGA di progetto**, considerando due fattori:

- a) Amplificazione sismica causata dalle caratteristiche locali del sottosuolo di fondazione;  
b) Amplificazione sismica imposta dalle "Norme Tecniche per le costruzioni" (NTC 2018), in termini di b1) classe d'uso e b2) vita nominale

Per la definizione dell'azione sismica locale agente sul fabbricato devono essere tenuti in debito conto gli effetti indotti dalla stratigrafia locale e dalla topografia dell'area di intervento.

Per valutare gli effetti della risposta sismica locale si adotta il metodo semplificato proposto dal D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) ascrivendo la successione stratigrafica ad una delle categorie di sottosuolo proposte (A, B, C, D, E) nella Tabella 3.2.II delle NTC e la condizione topografica ad una delle categorie proposte (T1, T2, T3, T4) nella Tabella 3.2.IV delle NTC.

Per quanto riguarda la categoria del sottosuolo, ai sensi dell'attuale normativa vigente in materia strutturale NTC 2018, e sulla base delle risultanze geotecniche/geognostiche/geofisiche del sito, si adotta una **Categoria C**.

Categoria di sottosuolo	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<b>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; NSPT_{30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</b>
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto riguarda la categoria topografica, ai sensi dell'attuale normativa vigente in materia strutturale NTC 2018, e sulla base delle risultanze geotecniche/geognostiche/geofisiche del sito, si adotta una **Categoria T1**.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	$S_T$
<b>T1</b>	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>	<b>1.0</b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

Le espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$  vengono ricavate come riportato nella Tabella 3.2.IV delle NTC 2018.

Categoria sottosuolo	$S_S$	$C_C$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot (a_g / g) \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
<b>C</b>	<b><math>1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot (a_g / g) \leq 1.50</math></b>	<b><math>1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}</math></b>
D	$1.00 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot (a_g / g) \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot (a_g / g) \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tenendo conto della **Vita Nominale** della costruzione ( $V_N=50$  anni), **Classe d'Uso** del fabbricato (**Classe III** –  $C_U=1.50$ ), **Categoria del Sottosuolo** (Cat. C), **Condizioni Topografiche** (T1 –  $S_T=1$ ) nonché dell'**Amplificazione Sismica Locale del Sito** ( $S_{S,SLV}=1.414$ ) associata al tipo di terreno suddetto si perviene ad un'accelerazione di progetto agente sul suolo di fondazione più elevata, pari a:

**$PGA_{SLV[C]}$**  (Suolo Cat. C,  $S_{S,SLV}=1.414$ ,  $S_T=1.00$ ,  $V_N=50$  anni,  $C_U=1.50$ ,  $P_{VR}=10\%$ ,  $T_R=712$  anni) = **0.267 g**.

Per le suddette considerazioni si evince che l'azione sismica a cui gli interventi strutturali in progetto sono sottoposti è piuttosto elevata, è pertanto necessario imporre una concezione strutturale improntata ad un efficiente sistema di dissipazione dell'energia sismica, con sensibile mitigazione del rischio sismico.

#### **5.8.4 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO**

##### **5.8.4.1. CRITERI DI BASE PER LA PROGETTAZIONE SISMICA DELLE STRUTTURE**

La progettazione/verifica della struttura è stata eseguita con riferimento alla Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (NTC 2018).

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite, tale metodo si basa sulla valutazione della sicurezza in termini di probabilità di crisi della struttura, la quale deve risultare minore di una probabilità di riferimento prevista dalla norma.

Le incertezze che si riscontrano nello studio derivano da come vengono valutate le caratteristiche resistenti e sollecitanti e dal modello adottato per il calcolo.

La determinazione delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura, per effetto del peso proprio e delle altre azioni agenti dovute ai carichi permanenti ed accidentali, è stata effettuata con i metodi classici della Scienza delle Costruzioni. Più precisamente, sono state ritenute valide le ipotesi di base della teoria tecnica della trave per quanto riguarda gli elementi prismatici e gli elementi quadrangolari a comportamento membranale e flessionale accoppiato (travi, pilastri e piastre/setti) che costituiscono i telai; si è proceduto in base a considerazioni di equilibrio nei casi in cui questo era possibile (elementi isostatici).

Le analisi vengono effettuate per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per lo Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Operatività (SLO) in condizioni sismiche.

La condizione di SLV consiste nel verificare che a seguito del terremoto la costruzione subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva comunque una parte della rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

La condizione di SLD consiste nel verificare che a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

La condizione di SLO consiste nel verificare che a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non devono subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Le sollecitazioni dovute all'azione sismica sono state valutate mediante analisi dinamica modale lineare, secondo quanto prescritto dalle norme di cui si riporta uno stralcio qui di seguito.

Si riporta qui di seguito un estratto delle attuali normative vigenti sull'argomento (NTC 2018 e relativa Circolare Applicativa), in modo comprendere al meglio gli elementi necessari per una corretta analisi.



## 3.2. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^*$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

### 3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  si ricava il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

#### 5.8.4.2. VITA NOMINALE DELL'OPERA STRUTTURALE

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a  $P_N$ , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a  $P_N$  e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica agente sulla costruzione e per definire diversi parametri prestazionali dell'edificio il D.M. 2018, al punto 2.4.1, individua la vita nominale di un'opera strutturale sulla base del tipo di costruzione.

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La **Vita Nominale  $V_N$**  che si è assunta per il fabbricato è di **50 anni**, in accordo con quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 al punto 2.4.1 per "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".

#### 5.8.4.3. CLASSE D'USO DELL'OPERA STRUTTURALE

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il D.M. 2018, al punto 2.4.2, suddivide le costruzioni in classi d'uso, in presenza di azione sismica, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso.

In base alla suddetta classificazione, la struttura in esame risulta essere appartenente alla **Classe d'Uso III**.

#### 5.8.4.4. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$** 

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Il **periodo di riferimento  $V_r$**  assunto per la fase di progettazione ( $V_r = V_N \cdot C_U$ ) risulta pertanto almeno pari a **75 anni** ( $V_N = 50$  anni,  $C_U = 1.50$  per classe d'uso della struttura pari a III)

#### 5.8.4.5. PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Nel D.M. 17 gennaio 2018 la definizione della pericolosità sismica è fatta mediante un approccio "sito dipendente", a differenza delle norme precedenti (D.M. 16 gennaio 1996 e D.M. 15 settembre 2005/Ordinanza PCM 3431) per le quali si utilizza un criterio "zona dipendente".

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



Coordinate del sito di edificazione	Sito di costruzione: Via Umago n. 18 – 48122 – Ravenna (RA) Lat. 44.416263° N, Long. 12.218787° E Altitudine as = 1.29 m s.l.m.
Normativa di Riferimento	NTC 2018
Tipo di Costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari
Classe d'Uso	III
Vita Nominale	$V_N=50$ anni
Periodo di Riferimento	$V_R=50$ anni
Tipo di analisi	Analisi Statica Lineare Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q Analisi Sismica-Statica Elasto-Plastica Non-Lineare incrementale di spinta (Pushover)
Modi di vibrare impiegati	20
Modi da considerare	Tali da movimentare 85% massa sismica
Smorzamento spettro	5.00 %
Tipologia di Edificio	Struttura non dissipativa Struttura in c.a. a pareti non accoppiata - $q_0=3.00$ Struttura in acciaio con controventi concentrici a V - $q_0=2.00$
Categoria sottosuolo	C
Condizioni topografiche	$S_T=1.0$
Stati Limite Esercizio	SLE, SLO ( $P_{VR}$ 81%), SLD ( $P_{VR}$ 63%)
Stati Limite Ultimi	SLU, SLV ( $P_{VR}$ 10%)
Classe di Duttilità	Non Dissipativa
Quota Riferimento Zero Sismico	-0.90 m
Livelli Solai Fuori Terra	4 (Piano Primo, Secondo, Terzo, Copertura)
Edificio Regolare in Altezza	NO
Edificio Regolare in Pianta	NO
Forze orizz. conv. per SL non sismici	1.00 %
Fattore di Comportamento q	$q_{x,SLO}=1.00$ , $q_{y,SLO}=1.00$ , $q_{z,SLO}=1.00$ $q_{x,SLD}=1.00$ , $q_{y,SLD}=1.00$ , $q_{z,SLD}=1.00$ $q_{x,SLV}=1.00$ , $q_{y,SLV}=1.00$ , $q_{z,SLV}=1.00$

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
<b>Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)</b>		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	
<b>Ponti (§ 7.9.2.1)</b>		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	$3,5 \lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	$2,1 \lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

### Stati limite e probabilità di superamento

Gli stati limite e le azioni di riferimento (secondo classe d'uso, vita nominale e  $V_R$  sopra definiti) da prendersi in considerazione per le verifiche di vulnerabilità sismica sono quelli definiti dalle NTC 2018 e di seguito riportati con le relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ :

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	PERIODO DI RIFERIMENTO	PROBABILITA' DI SUPERAMENTO
Stato Limite Operatività (SLO)	75 anni	81%
Stato Limite di Danno (SLD)	75 anni	63%
<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>		
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	75 anni	10%

### Parametri di riferimento su suolo rigido orizzontale

Facendo riferimento agli stati limite e alle probabilità di superamento sopra definiti si riportano i parametri di riferimento su suolo rigido orizzontale per la definizione dell'azione sismica.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$
SLO ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=81\%$ )	45	0.0565	2.478	0.276
SLD ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=63\%$ )	75	0.0715	2.468	0.280
<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>				
SLV ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=10\%$ )	712	0.1889	2.524	0.283

### Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Per la valutazione dell'azione sismica in relazione alla conformazione geologica del volume significativo di terreno si è optato per adottare l'approccio semplificato proposto dalla normativa vigente invece dell'analisi di risposta sismica locale proposta al cap. 7.11.3 delle NTC 2018.

La categoria di sottosuolo considerata è la C prevista dalla Tab. 3.2.II delle NTC 2018

*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s".*

Le condizioni topografiche del terreno su cui sorge l'istituto sono riconducibili alla categoria T1 prevista dalla Tab. 3.2.IV delle NTC 2018

*"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".*

Dalle informazioni ad oggi in nostro possesso si possono determinare i seguenti parametri per la definizione dell'azione sismica:

STATI LIMITE DI ESERCIZIO	$S_s$	$S_T$	$S$
SLO ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=81\%$ )	1.50	1.0	1.50
SLD ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=63\%$ )	1.50	1.0	1.50
STATI LIMITE ULTIMI			
SLV ( $V_R=75$ anni – prob. sup. su $P_{VR}=10\%$ )	1.414	1.0	1.414



## 5.8.4.6. DEFINIZIONE DEGLI SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Dai dati sopra forniti si ricavano, facendo riferimento alla formulazione proposta dalle NTC 2018, i seguenti spettri elastici. Si riportano, per comodità, anche i dati precedentemente forniti.

Coordinate geografiche		Latitudine [DEG sessadecimale]	N	44.416263°	
		Longitudine [DEG sessadecimale]	E	12.218787°	
Suolo e topografia		Cat. suolo di fondazione (A,...E)		C	
		Categoria topografica (T <sub>1</sub> ,...T <sub>4</sub> )		T <sub>1</sub>	
		Coeff. di amplificazione topografica	S <sub>T</sub>	1.0	
Varie		Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V <sub>N</sub> [anni]	50	
		Classe d'uso (I, II, III, IV)		III	
		Coefficiente d'uso	C <sub>U</sub>	1.50	
		Periodo di riferimento	V <sub>R</sub> [anni]	75	
		Coeff. di smorz. viscoso equivalente	ξ	5%	
		Fattore di smorzamento viscoso	η	1	
Descrizione suolo di fondazione	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).				
DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	P <sub>Vr</sub>	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	T <sub>R</sub> [anni]	45	75	712	1462
Accelerazione	a <sub>g</sub> [g]	0.0565	0.0715	0.1889	0.2475
Fattore di amplificazione	F <sub>0</sub>	2.478	2.468	2.524	2.471
Periodo in. velocità costante	T <sub>C</sub> <sup>*</sup> [s]	0.276	0.280	0.283	0.292
Coeff. di amplif. stratigrafica	S <sub>S</sub>	1.50	1.50	1.414	1.333

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018

**3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE**

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad  $a_g \geq 0,15g$ .

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita ai paragrafi successivi.

**3.2.3.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE**

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  (vedi § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.

**3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali**

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad [3.2.5]$$

dove:  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

#### Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_C$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti  $S_s$  e  $C_C$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.

**Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_C$**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_C$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$



**Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

### 3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico,  $S_{ve}$ , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \quad [3.2.8]$$

nelle quali:

$T$  è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

$F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

**Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale**

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati in Tab. 3.2.V.

### 3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali  $S_{De}(T)$  si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione  $S_e(T)$  mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad [3.2.10]$$

purché il periodo proprio di vibrazione  $T$  non ecceda i valori  $T_E$  indicati in Tab. 3.2.VII.

**Tab. 3.2.VII – Valori dei parametri  $T_E$  e  $T_F$**

Categoria sottosuolo	$T_E$ [s]	$T_F$ [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0



Per periodi di vibrazione eccedenti  $T_E$ , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

$$T_E < T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[ F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad [3.2.11]$$

$$T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di  $d_g$  definito nel § 3.2.3.3.

### 3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale  $d_g$  e della velocità orizzontale  $v_g$  massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad [3.2.12]$$

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C$$

dove  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

### 3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

### 3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo  $\eta = 1$ , nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali)  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7 (Tabella 7.3.I).

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

### 3.2.3.6 IMPIEGO DI STORIE TEMPORALI DEL MOTO DEL TERRENO

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali. Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno.

La durata delle storie temporali artificiali del moto del terreno deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e di  $S_g$ . In assenza di studi specifici, la parte pseudo-stazionaria dell'accelerogramma associato alla storia deve avere durata di 10 s e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15s \div 1,5T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di storie temporali del moto del terreno generate mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione e che, negli intervalli di periodo sopraindicati, l'ordinata spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 20% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico.

L'uso di storie temporali del moto del terreno naturali o registrate è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

#### 5.8.4.7. GRAFICI SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA

**Acc./g:** Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.

**Periodo:** Periodo di vibrazione.

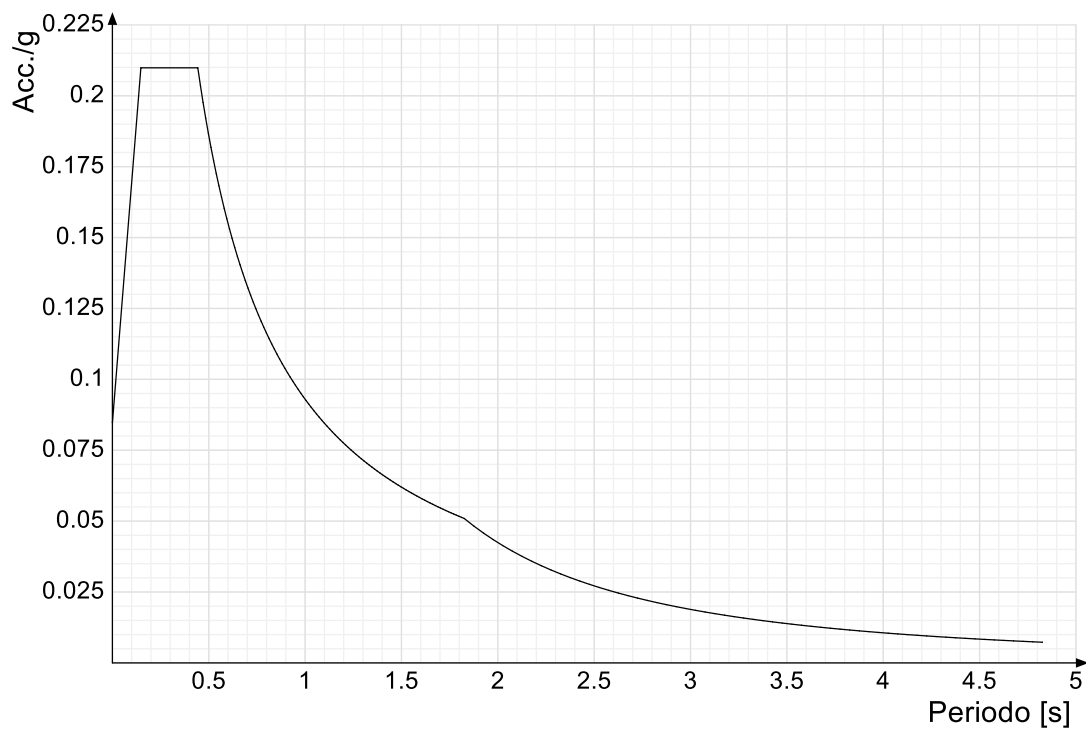


Figura 30 – Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO

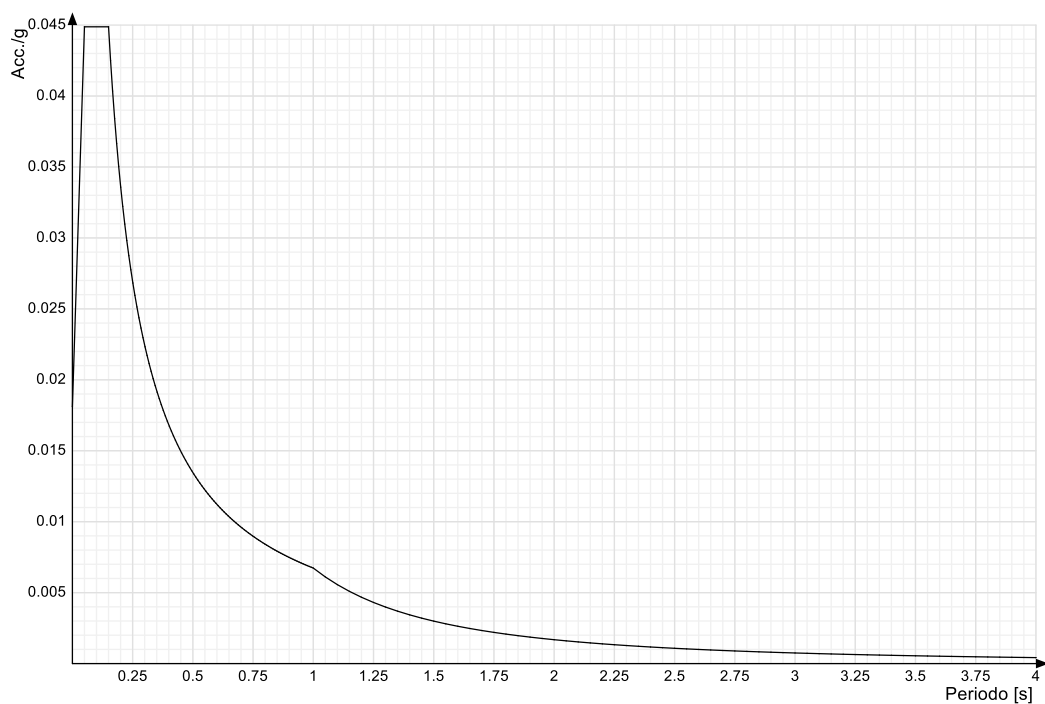


Figura 31 – Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO

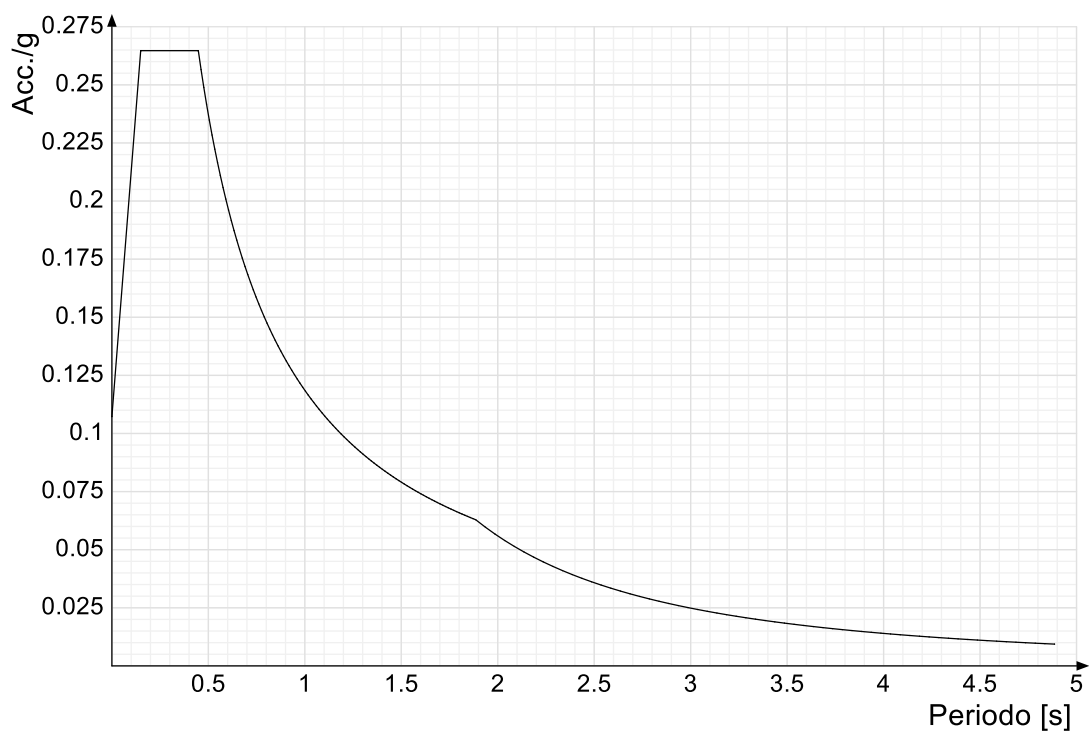


Figura 32 – Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD

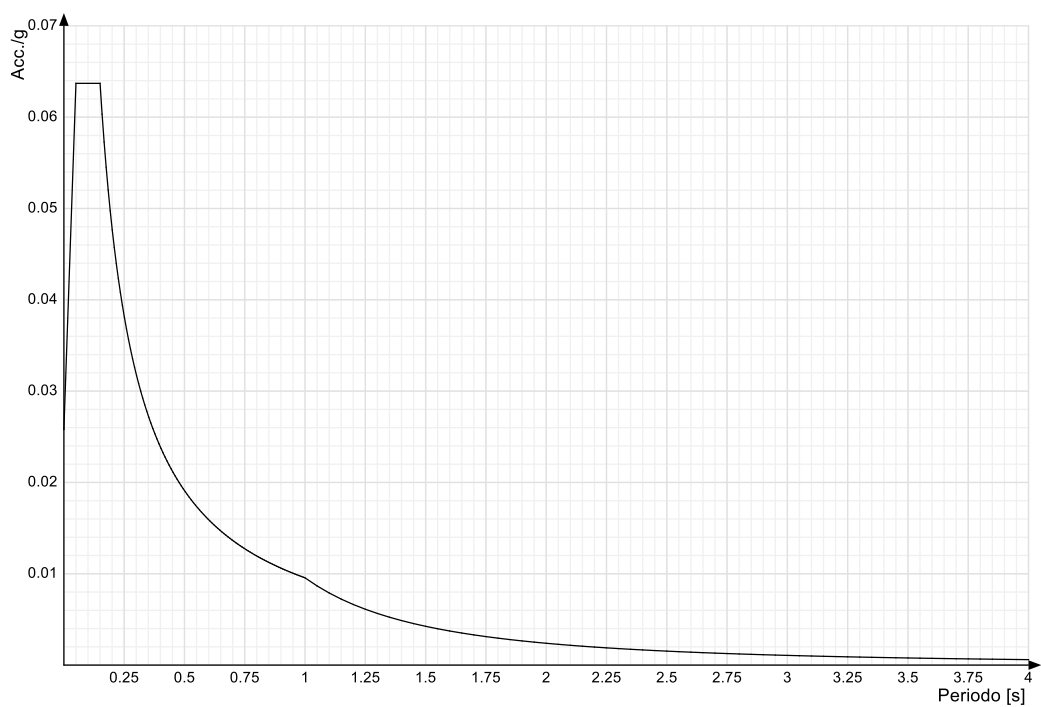


Figura 33 – Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD

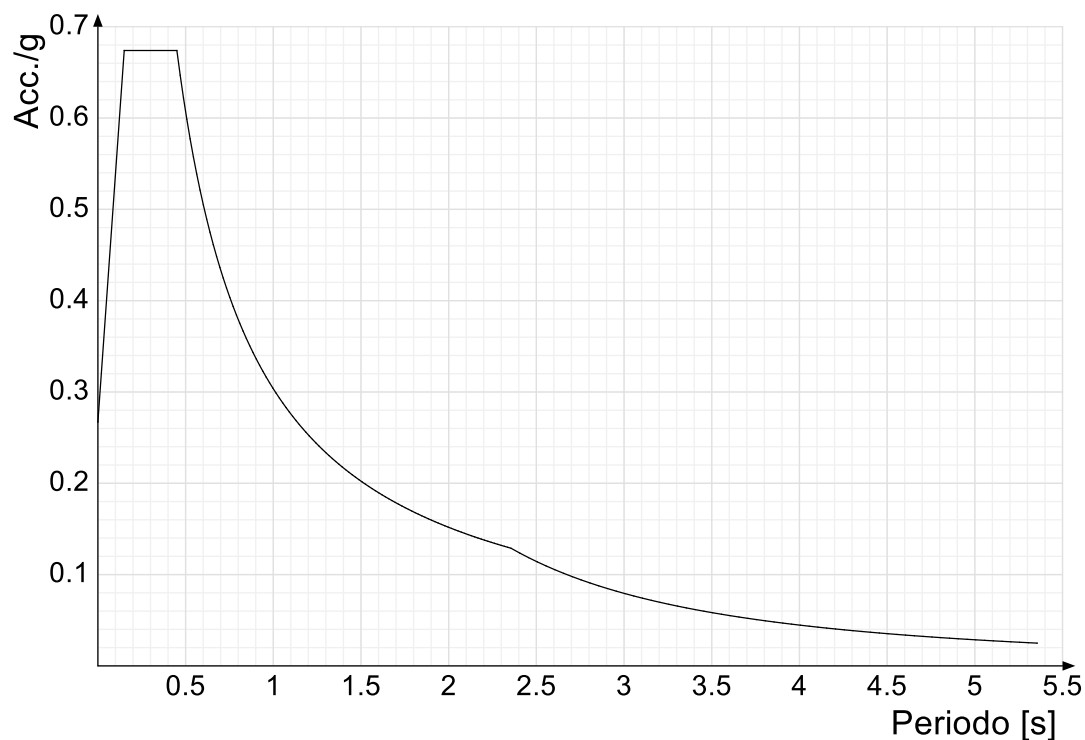


Figura 34 – Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV

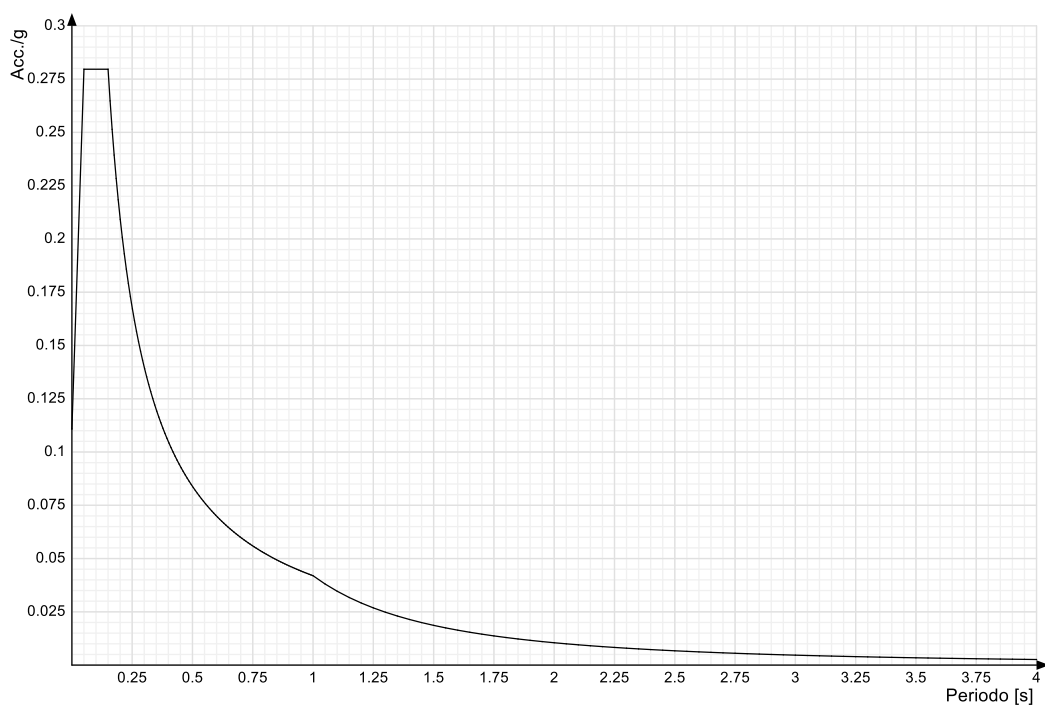


Figura 35 – Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV



## 5.9 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riporta qui di seguito uno stralcio della normativa vigente NTC 2018

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati nel § 2.6.1.

## 2.6. AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

### 2.6.1. STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Fatte salve tutte le prescrizioni fornite nei capitoli successivi delle presenti norme, la Tab. 2.6.I riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ). Nella *Combinazione 1* dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella *Combinazione 2* dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

I coefficienti  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  sono definiti nei capitoli successivi.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P = 1,0$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

## 2.6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Capitolo 4, per le condizioni non sismiche, e nel Capitolo 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

**7.3.4. ANALISI NON LINEARE DINAMICA O STATICA**

L'analisi non lineare, dinamica o statica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare gli spostamenti relativi allo  $SL$  di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo  $SLC$ ;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento  $q$ ;
- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

**7.3.4.1 ANALISI NON LINEARE DINAMICA**

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno definite al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo  $SLC$  e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2. Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito si può fare riferimento a documenti di comprovata validità.

**7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA**

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$ .

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.



**7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO****ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE**

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

**ANALISI DINAMICA, LINEARE O NON LINEARE, CON INTEGRAZIONE AL PASSO**

La risposta è valutata applicando simultaneamente le due componenti orizzontali della storia temporale del moto del terreno (e quella verticale, ove necessario). Si devono adottare almeno 3 storie temporali; si valutano gli effetti sulla struttura utilizzando i valori più sfavorevoli. Impiegando invece almeno 7 diverse storie temporali, gli effetti sulla struttura sono rappresentati dalla media dei valori più sfavorevoli.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi può essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto del terreno differenziate, ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun vincolo. In alternativa, si potranno eseguire analisi dinamiche con moto sincrono tenendo in dovuto conto gli effetti pseudo-statici di cui al § 3.2.4.



## 6. MODELLI NUMERICI STRUTTURALI FEM DI CALCOLO

### 6.1 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

La risoluzione della struttura avviene mediante una analisi F.E.M., attraverso l'assemblaggio delle matrici di rigidezza associate ai vari tipi di elementi finiti a comportamento meccanico predefinito e governato da specifica teoria associata alla formulazione matematico-numerica dell'elemento.

Per descrivere il comportamento elastico degli elementi monodimensionali (tipo travi e pilastri) si utilizzano elementi finiti del tipo "beam" la cui definizione della matrice di rigidezza dell'elemento deriva dalla teoria di Timoshenko per le travi, ove si considera anche il contributo della rigidezza tagliante.

Per modellare il compostamento degli elementi bidimensionali si utilizzano elementi finiti del tipo "Plate/Shell" la cui definizione della matrice di rigidezza dell'elemento deriva dalla teoria di Mindlin-Reissner, ovvero che considera il contributo della rigidezza tagliante.

A seguito dell'intersezione geometrica dei vari elementi si vengono a creare nodi rigidi che sono adeguatamente schematizzati mediante l'inserimento di link a comportamento rigido.

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi, considerando l'effettivo contributo alla rigidezza complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

In particolare, per le strutture in esame, per l'analisi del loro comportamento in caso di evento sismico si è proceduto a compiere una analisi sismica dinamica secondo quanto prescritto al Cap.7 del D.M. 17/01/2018.

#### 6.1.1 CRITERI DI MODELLAZIONE

Nel presente progetto, al fine di modellare in modo puntuale il comportamento reale previsto della struttura in esame, sono stati adottati i seguenti criteri, per tutti i modelli F.E.M. di calcolo sviluppati:

- I tamponamenti murari esterni sono stati modellati mediante elementi di carico "tamponamento" (visibili graficamente nel solido strutturale d'ingresso del modello matematico come pareti verticali, con i propri spessori, escludendo, a favore di sicurezza, le relative aperture);
- I pilastri e travi sono modellati mediante elementi finiti monodimensionali (a 12 g.d.l.) di tipo frame, nell'ambito della modellazione lineare. Nell'ambito invece della modellazione non lineare, essi sono modellati mediante discretizzazione della sezione trasversale in fibre, ossia in elementi finiti monodimensionali (a 12 g.d.l.) di tipo frame, a comportamento non lineare. L'anelasticità è diffusa su tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso detti elementi a fibre. Essi prevedono che lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento sia ottenuto mediante l'integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non-lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa;
- Gli elementi bidimensionali a piastra e parete sono modellati mediante elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo shell, nell'ambito della modellazione lineare. Nell'ambito invece della

modellazione non lineare, esse sono modellate mediante elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) dati dall'associazione di elementi shell, a comportamento non lineare, a due coppie di famiglie di elementi fibre lungo 2 direzioni assegnate, a comportamento sempre non lineare. Precisamente, ogni coppia di famiglie di fibre è ubicata a una distanza dichiarata dal piano medio;

- Le aste di controventamento con schema a biella (ed asta a biella in generale) sono modellate come le travi ma svincolate a M2 e M3 in corrispondenza delle estremità, nell'ambito della modellazione lineare. Nell'ambito invece della modellazione non lineare, si adotta uno svincolo parziale a trasmissione al 1% di M1, M2, M3;
- I plinti di fondazione sono modellati come un insieme di vincoli elastici (elementi finiti di tipo spring) aventi rigidezza finita alla traslazione verticale ed infinita alla traslazione orizzontale, sulla base dei dati geotecnici considerati. Tali vincoli elastici risultano legati al nodo F.E.M. di base della colonna mediante opportuni legami rigidi (legami cinematici);
- I pali di fondazione sono modellati mediante un'opportuna discretizzazione in elementi finiti monodimensionali (a 12 g.d.l.) di tipo frame, a cui sono associati, nei nodi di discretizzazione, molle assial-simmetriche (elementi finiti di tipo flat), tranne alla base del palo, ove si pone una molla a solo comportamento assiale (elemento finito sempre di tipo flat). Le rigidezze degli elementi finiti di tipo flat sono state valutate sulla base dei dati geotecnici considerati;
- Le pareti verticali controterra in c.a. sono state modellate mediante elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo shell nell'ambito della modellazione lineare. Nell'ambito invece della modellazione non lineare, esse sono modellate mediante elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo concrete, per i quali è prevista la disposizione di due coppie di famiglie di fibre lungo due direzioni assegnate. In particolare, le pareti verticali di contenimento del terreno sono state modellate con il relativo carico dovuto alla spinta del terreno (in particolare, si è considerata la spinta litostatica dovuta al terreno, all'acqua di falda, l'eventuale sovraccarico agente in superficie e gli incrementi di spinta dati dal terreno e dall'acqua nelle combinazioni sismiche);
- Il terreno sottostante le fondazioni superficiali, è modellato mediante vincoli elastici (elementi finiti di tipo spring) o elasto-plastici (elementi finiti tipo bound) aventi rigidezza finita alla traslazione verticale ed orizzontale, sulla base dei dati geotecnici considerati;
- I solai a comportamento elastico e semi-rigido nel proprio piano è conferito un comportamento membranale, definito dalle caratteristiche dei materiali e geometriche proprie dei solai medesimi. Sono modellati quindi tramite elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo shell, considerando però il solo comportamento di tipo lastra.
- I solai a comportamento rigido nel proprio piano è conferito un comportamento membranale, definito dalle caratteristiche dei materiali e geometriche proprie dei solai medesimi. Sono modellati quindi tramite link rigidi nel proprio piano membranale e flessibili per flessioni fuori dal piano, considerando quindi il solo comportamento di tipo lastra rigida.
- I solai a comportamento flessibile nel proprio piano sono modellati come sole aree di carico definibile secondo una sola direzione o entrambe le direzioni. Per tali elementi non vi è alcuna associazione e

caratteristica di rigidità strutturale, tali elementi fungono da soli distributori sulle travi del carico di solaio.

Ai solai presenti ai vari livelli, è stato conferito un comportamento di tipo nessuno o membranale, a seconda del modello F.E.M. di analisi (si vedano gli specchietti illustrativi dei modelli F.E.M. definiti). Nel caso di comportamento di tipo membranale, esso risulta definito dalle caratteristiche dei materiali e geometriche proprie dei solai medesimi. In tal caso i solai modellati tramite elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo *shell*, considerando però il solo comportamento di tipo lastra.

Non rientrano in questo caso le solette piene in c.a., considerate ovviamente come piastre orizzontali, e quindi modellate mediante elementi finiti bidimensionali (ad accoppiamento lastra-piastra) di tipo *shell*;

Gli stati limite indagati in condizione sismica sono: SLO, SLD ed SLV; in condizione statica: SLE R, SLE F, SLE QP, SLU.

### **6.1.2 CRITERI DI VERIFICA PER ANALISI LINEARI IN REGIME STATICO E SISMICO-DINAMICO**

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite impiegando le formule di verifica dei vari elementi strutturali contenute negli specifici paragrafi della normativa NTC 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni").

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di Esercizio (SLE) in condizioni statiche e Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV), Stato Limite di Danno (SLD) in condizioni sismiche (in alcuni casi in condizioni sismiche sono presenti anche verifiche Stato Limite Operatività (SLO) e Stato Limite di Collasso (SLC), in particolare per strutture di categoria III e IV).

Il Testo Unico (NTC 2018) ha l'obiettivo di identificare in modo chiaro i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni, unifica sia le norme relative al comportamento e resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alla definizione delle azioni e dei loro effetti sulle strutture stesse.

La valutazione della resistenza e delle azioni può essere così sviluppata in maniera coerente ed armonica, da costituire un sistema completo in cui possa raggiungere significatività, coerenza ed affidabilità, la valutazione della sicurezza delle costruzioni ai fini della pubblica incolumità.

Le verifiche di ogni elemento strutturale e dell'intera struttura nel suo complesso sono svolte in termini di resistenza (capacità portante), rigidità (deformabilità) e stabilità elastica.

Il metodo semiprobabilistico si basa sulla valutazione della sicurezza in termini di probabilità di crisi della struttura, la quale deve risultare minore di una probabilità di riferimento prevista dalla norma.

Le incertezze che si riscontrano nello studio derivano da come vengono valutate le caratteristiche resistenti e sollecitanti e dal modello adottato per il calcolo.

La determinazione delle sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura, per effetto del peso proprio e delle altre azioni agenti dovute ai carichi permanenti ed accidentali, è stata effettuata con i metodi classici della Scienza delle Costruzioni; in particolare utilizzando le equazioni di equilibrio, congruenza e legame reologico delle strutture in forma matriciale, discretizzando il sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali che descrivono il problema in sistemi di equazioni algebriche tramite il metodo agli elementi finiti.

La risoluzione di tale sistema di equazioni algebriche avviene impiegando la risoluzione di sistemi matriciali e ricostruendo le funzioni dei campi di tensione e spostamento della struttura tramite apposite funzioni di forma degli elementi.

Noti i campi di spostamento e tensione in ogni punto della struttura è possibile verificare che tali sollecitazioni e deformazioni siano inferiori ai relativi valori limite di progetto imposti dalle norme per ogni tipologia di materiale e caso di verifica.



### 6.1.3 CRITERI DI VERIFICA PER ANALISI PUSHOVER IN REGIME SISMICO NON-LINEARE

Ove necessario (per sfruttare al massimo le risorse di resistenza della struttura) e reso possibile dalla normativa, si può valutare la vulnerabilità sismica della struttura esistente affidandosi all'analisi elasto-plastica statica non-lineare incrementale di spinta (analisi pushover).

L'analisi pushover ha il vantaggio di investigare il comportamento fino al collasso globale della struttura. Imponendo uno spostamento nel nodo di controllo via via maggiore, cui è associato per l'appunto una forza orizzontale di spinta, l'analisi evidenzia a ogni passo le rotture duttili e fragili dei vari elementi strutturali, imponendo a ogni passo il ricalcolo delle sollecitazioni agenti a seguito del cambio di schema statico generale, dovuto alle cerniere plastiche imposte in corrispondenza dei meccanismi duttili. L'analisi s'interrompe quando la struttura non è più in grado di equilibrare almeno l'85% della massima forza raggiunta, ossia si ritiene che la struttura sia giunta al collasso.

Ovviamente, prima del collasso globale della struttura, si possono raggiungere rotture fragili o eccessive plasticizzazioni; è evidente che tali situazioni locali di pericolo devono essere analizzate e considerate, tuttavia cogliere il comportamento globale della struttura (ad li là delle crisi locali) è importante per valutare la percentuale globale di adeguamento sismico del fabbricato, la sua sovrarresistenza (rapporto tra forza ultima e forza corrispondente alla prima plasticizzazione) e duttilità (escursione in campo plastico).

Difatti con un'analisi lineare dinamica modale a spettro di risposta tradizionale non è possibile studiare la sovrarresistenza e duttilità del fabbricato.

La valutazione della sicurezza sismica globale è svolta sulla base delle curve di capacità forza-spostamento risultanti dall'analisi pushover, mentre la valutazione di sicurezza locale dei singoli elementi strutturali è stata determinata in base ai risultati delle verifiche strutturali effettuate successivamente ad ogni passo dell'analisi di spinta.

L'azione sismica di riferimento viene definita, in base al sito di costruzione ed all'importanza dell'edificio, in funzione della sua probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento della struttura ( $V_R$ ).

I valori di  $P_{VR}$  sono fissati in base alla prestazione richiesta, cioè ad un determinato Stato Limite.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica di progetto è legato a  $V_R$ , ed a  $P_{VR}$  dalla seguente relazione:

$$T_R = -V_R / (\ln(1 - P_{VR}))$$

Tale valore identifica l'entità dell'azione sismica di verifica per una data struttura e può essere utilizzato per la stima del suo grado di sicurezza rispetto al sisma.

In fase di verifica e per gli edifici esistenti è quindi possibile calcolare il valore dell'entità dell'azione sismica rispetto alla quale la struttura è in grado di soddisfare un determinato Stato Limite.

Tale entità è rappresentata dal periodo di ritorno di capacità ( $T_{R,C}$ ).

D'altro canto fissato uno stato limite, direttamente dalle prescrizioni della norma, si ottiene il valore dell'entità dell'azione sismica per la quale è necessario che la struttura garantisca le prestazioni attese affinché essa possa stimarsi come sicura. Tale entità è rappresentata dal periodo di ritorno di domanda ( $T_{R,D}$ ).

Detto ciò, dalla seguente relazione, viene definito indice di rischio sismico in termini di accelerazione

$$I_{R,PGA,MIN} = A_g(T_{R,C})/A_g(T_{R,D})$$

La normativa definisce l'azione sismica per tempi di ritorno compresi fra 30 e 2475 anni, quindi gli indicatori di rischio possono assumere valori compresi in intervalli dipendenti dal periodo di riferimento della struttura e dallo Stato Limite da verificare.

La valutazione dell'indicatore di rischio avviene attraverso un processo iterativo aumentando il valore della  $P_{VR}$ , fino al soddisfacimento delle verifiche per ogni Stato Limite.

Al termine della procedura si ricava il tempo di ritorno  $T_R$  e l'accelerazione al suolo del sisma massimo che la struttura è in grado di sopportare avendo soddisfatte le verifiche relative a tutti gli elementi della struttura.

Il rapporto fra l'accelerazione sopportabile e quella prevista nel sito di costruzione rappresenta l'Indice di rischio sismico in termini di PGA.

Con la determinazione dell'indice di rischio per ogni stato limite preso in considerazione si considera conclusa la verifica di vulnerabilità della struttura.

Sulla base di tali parametri è possibile comprendere quanto si è distanti dall'ottenere una struttura adeguata sismicamente (indice di rischio maggiore o uguale a 1 per ogni stato limite).

## 6.2 MODELLI NUMERICI-STRUTTURALI FEM DI CALCOLO IMPIEGATI

Ove necessario (per sfruttare al massimo le risorse di resistenza della struttura) e reso possibile dalla normativa si può procedere con l'analisi di pushover per valutare la sicurezza/vulnerabilità del fabbricato nei confronti delle azioni sismiche. Ma non sempre è necessario sugli edifici esistenti procedere tramite tali analisi più avanzate (e non sempre è ammissibile dalla normativa), generalmente si procede principalmente ed in primis tramite l'analisi dinamica lineare modale a spettro di risposta, e secondariamente (per meglio investigare e sfruttare le risorse del fabbricato) con l'analisi statica non-lineare elasto-plastica incrementale di tipo pushover.

Nelle analisi di pushover (ove impiegate) si sono utilizzate modellazione degli elementi a fibre con comportamento elasto-plastico non-lineare si considerano elementi con anelasticità diffusa su tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso elementi a fibre. Essi prevedono che lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento sia ottenuto mediante l'integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non-lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa.

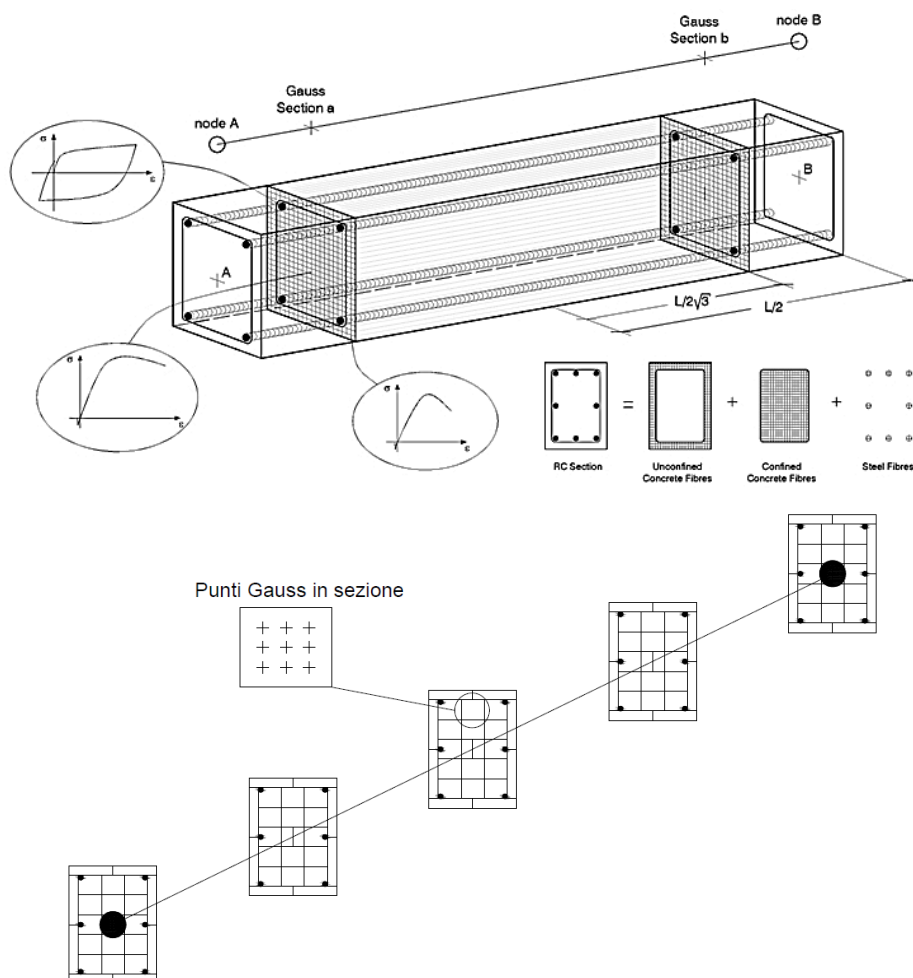


Figura 36 – Schema di modellazione a fibre degli elementi strutturali a comportamento elasto-plastico non-lineare

Si riporta qui di seguito una descrizione sintetica dei modelli numerici strutturali F.E.M. di calcolo sviluppati contenenti i principali risultati della risposta strutturale nonché le necessarie verifiche in condizioni ultime e di esercizio in campo statico e sismico-dinamico.

## 6.2.1 M.A1.L.F – SLU+SLV – Corpo A – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI FESSURATE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLU

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLV

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare  
Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente  
Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$   
Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta: No
- Regolarità in elevazione: No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $q_{x,SLO}$ : 1.00
- $q_{y,SLO}$ : 1.00
- $q_{z,SLO}$ : 1.00
- $q_{x,SLD}$ : 1.00
- $q_{y,SLD}$ : 1.00
- $q_{z,SLD}$ : 1.00
- $q_{x,SLV}$ : 1.00
- $q_{y,SLV}$ : 1.00
- $q_{z,SLV}$ : 1.00
- Analisi con metodo P-Δ: No
- Modellazione terreno: elastico-lineare alla Winkler
- Modellazione livelli: piani con rigidità assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette: elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 0.75
  - solette scale in C.A. in elevazione: 0.8
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 0.8
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 0.75
  - solette scale in C.A. in elevazione: 0.8



solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 0.8

tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1

– Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2$ ,  $J_3$ ,  $A_2$ ,  $A_3$

pilastrini in c.a.: 0.85J, 0.85A

travi in c.a.: 0.75J, 0.75A

pilastrini/travi in acciaio.: 1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza e verifiche in condizioni statiche (allo SLU ed SLE, ivi comprese le condizioni di dilatazione termica), nonché ai fini di validazione e controllo del modello non lineare.

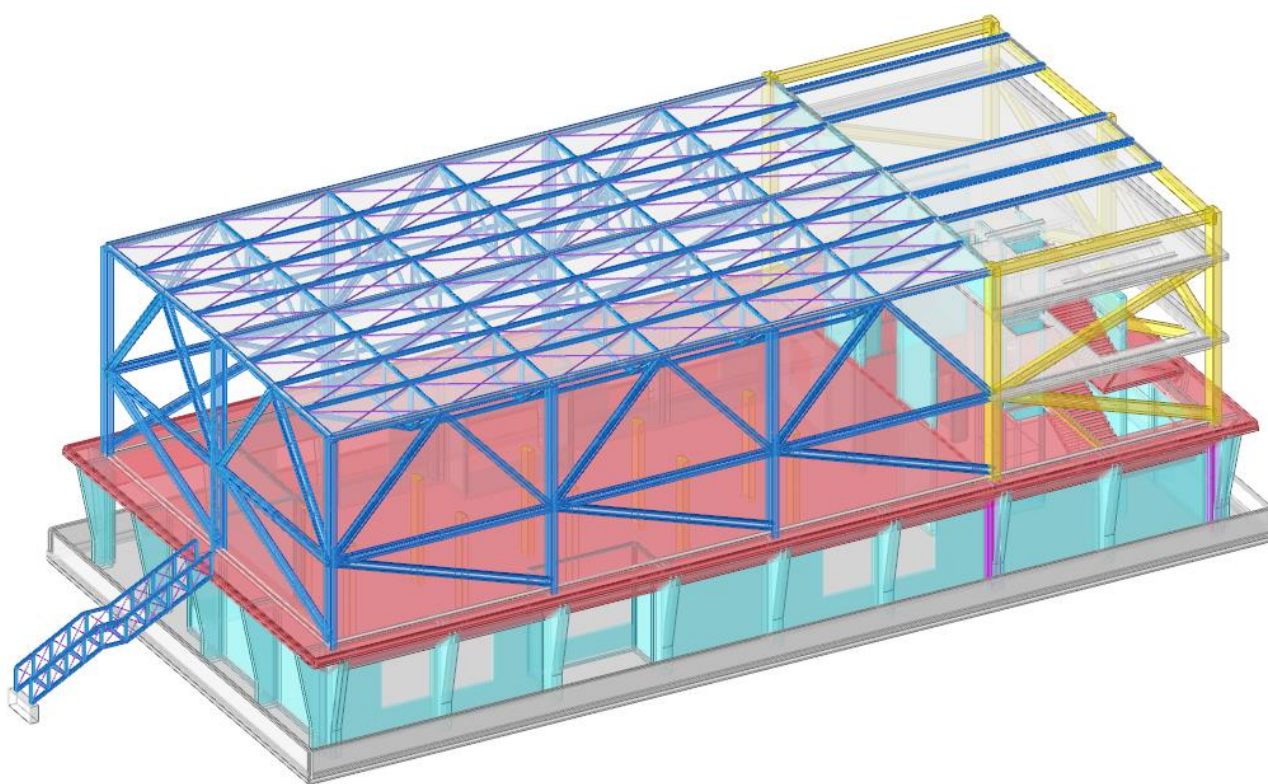


Figura 37 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo A – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

## 6.2.2 M.A2.L.I – SLE+SLD – Corpo A – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLE

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLD

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare  
Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente  
Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$   
Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta: No
- Regolarità in elevazione: No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $Q_{x,SLO}$ : 1.00
- $Q_{y,SLO}$ : 1.00
- $Q_{z,SLO}$ : 1.00
- $Q_{x,SLD}$ : 1.00
- $Q_{y,SLD}$ : 1.00
- $Q_{z,SLD}$ : 1.00
- $Q_{x,SLV}$ : 1.00
- $Q_{y,SLV}$ : 1.00
- $Q_{z,SLV}$ : 1.00
- Analisi con metodo P-Δ: No
- Modellazione terreno: elastico-lineare alla Winkler
- Modellazione livelli: piani con rigidezza assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette: elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2, J_3, A_2, A_3$ 
  - pilastri in c.a.: 1J, 1A
  - travi in c.a.: 1J, 1A

pilastri/travi in acciaio.:

1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza in condizioni sismiche allo SLD e statiche allo SLE, ivi escluse le condizioni di dilatazione termica)

## 6.2.3 M.A3.NL.I – GEO+EQU+UPL – Corpo A – MODELLO NON LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLE

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLD

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare\*
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente
  - Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$
  - Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta No
- Regolarità in elevazione No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $Q_{x,SLO}$  1.00
- $Q_{y,SLO}$  1.00
- $Q_{z,SLO}$  1.00
- $Q_{x,SLD}$  1.00
- $Q_{y,SLD}$  1.00
- $Q_{z,SLD}$  1.00
- $Q_{x,SLV}$  1.00
- $Q_{y,SLV}$  1.00
- $Q_{z,SLV}$  1.00
- Analisi con metodo P- $\Delta$ : No
- Modellazione terreno: elasto-plastico non-lineare
- Modellazione livelli: piani con rigidezza assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2, J_3, A_2, A_3$ 
  - pilastri in c.a.: 1J, 1A



travi in c.a.: 1J, 1A  
pilastri/travi in acciaio.: 1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti degli stati limite geotecnici (GEO) in condizioni sismiche (allo SLV Fondazioni) e statiche (allo SLU ed SLE, ivi comprese le condizioni di dilatazione termica), nonché nei confronti degli stati limite d'equilibrio del corpo rigido (EQU) ed idraulici (UPL) nelle condizioni statiche secondo le combinazioni di carico EQU ed UPL.

Si è ritenuto di fornire i risultati delle verifiche STR, GEO, EQU, UPL, in particolare della platea.

Di conseguenza le pressioni sul terreno, e i cedimenti associati, sono stati forniti in tale situazione, a favore di sicurezza.

\* Si chiarisce che la modellazione del terreno come materiale elasto-plastico non-lineare è indispensabile per valutare correttamente la sicurezza nei confronti degli stati limite EQU ed UPL del fabbricato (difatti il terreno non può lavorare a trazione, ossia non può possedere alcuna rigidità verticale nei confronti del sollevamento), non è associabile all'analisi dinamica modale, non valendo il principio di sovrapposizione degli effetti (il software non valuta la matrice di rigidità del secondo ordine (con esclusione delle trazioni) delle molle modellanti il terreno per ogni forma modale), bensì è associabile solamente all'analisi statica lineare (in quanto non ci sono forme modali da sovrapporsi, ma ci si limita alla forma fondamentale) o non lineare (in cui si prevede il ricalcolo della soluzione ad ogni passo di spinta, per ogni combinazione). Dunque per valutare correttamente l'effetto UPL ci si è dovuti affidare all'analisi statica lineare

## 6.2.4 M.B1.L.F – SLU+SLV – Corpo B – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI FESSURATE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLU

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLV

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare  
Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente  
Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$   
Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta: No
- Regolarità in elevazione: No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $Q_{x,SLO}$ : 1.00
- $Q_{y,SLO}$ : 1.00
- $Q_{z,SLO}$ : 1.00
- $Q_{x,SLD}$ : 1.00
- $Q_{y,SLD}$ : 1.00
- $Q_{z,SLD}$ : 1.00
- $Q_{x,SLV}$ : 1.00
- $Q_{y,SLV}$ : 1.00
- $Q_{z,SLV}$ : 1.00
- Analisi con metodo P-Δ: No
- Modellazione terreno: elastico-lineare alla Winkler
- Modellazione livelli: piani con rigidezza assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette: elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 0.75
  - solette scale in C.A. in elevazione: 0.8
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 0.8
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 0.75
  - solette scale in C.A. in elevazione: 0.8
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 0.8
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2, J_3, A_2, A_3$ 
  - pilastri in c.a.: 0.85J, 0.85A
  - travi in c.a.: 0.75J, 0.75A

pilastrini/travi in acciaio.:

1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza e verifiche in condizioni statiche (allo SLU ed SLE, ivi comprese le condizioni di dilatazione termica), nonché ai fini di validazione e controllo del modello non lineare.

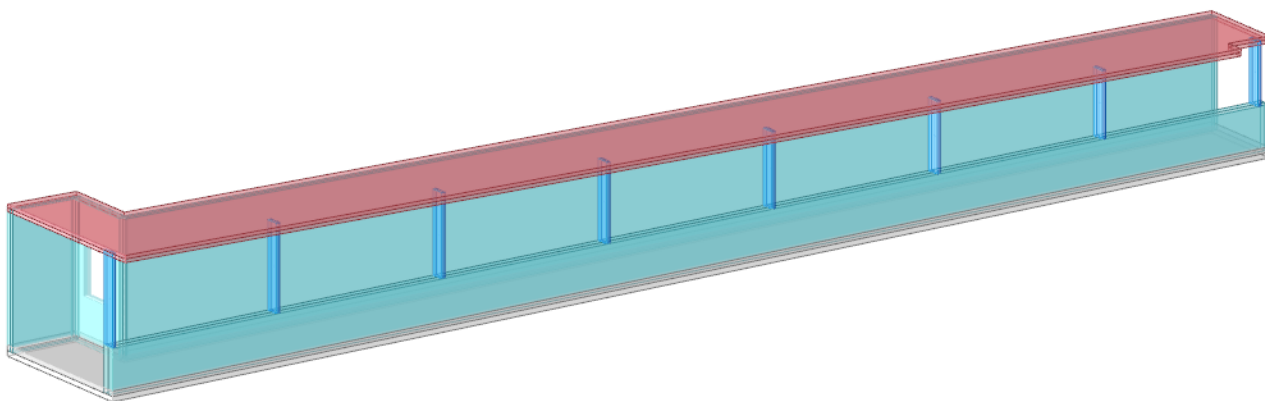


Figura 38 – Vista 3D del Modello Strutturale FEM – Corpo B – Vista Assonometrica – Stato di Progetto

## 6.2.5 M.B2.L.I – SLE+SLD – Corpo B – MODELLO LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLE

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLD

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare  
Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente  
Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$   
Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta: No
- Regolarità in elevazione: No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $Q_{x,SLO}$ : 1.00
- $Q_{y,SLO}$ : 1.00
- $Q_{z,SLO}$ : 1.00
- $Q_{x,SLD}$ : 1.00
- $Q_{y,SLD}$ : 1.00
- $Q_{z,SLD}$ : 1.00
- $Q_{x,SLV}$ : 1.00
- $Q_{y,SLV}$ : 1.00
- $Q_{z,SLV}$ : 1.00
- Analisi con metodo P-Δ: No
- Modellazione terreno: elastico-lineare alla Winkler
- Modellazione livelli: piani con rigidezza assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette: elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione: 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2, J_3, A_2, A_3$ 
  - pilastri in c.a.: 1J, 1A
  - travi in c.a.: 1J, 1A



pilastri/travi in acciaio.:

1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza in condizioni sismiche allo SLD e statiche allo SLE, ivi escluse le condizioni di dilatazione termica)

## 6.2.6 M.B3.NL.I – GEO+EQU+UPL – Corpo B – MODELLO NON LINEARE IN CONDIZIONI INTEGRE

### Analisi Statica Lineare in condizione SLE

### Analisi Sismica Lineare Dinamica Modale a Spettro di Risposta con fattore q in condizione SLD

- Corpo: A
- Tipo analisi: Analisi Statica Lineare\*
- Distribuzione di forze: proporzionale ai modi di vibrare determinati da analisi dinamica modale, combinazione CQC
- Edificio Esistente: No
- Livello di Conoscenza LC: LC3; FC= 1.00
- Tipologia Struttura Sismoresistente
  - Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$
  - Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$
- Regolarità in pianta No
- Regolarità in elevazione No
- Classe Duttilità CD: Non Dissipativa
- $Q_{x,SLO}$  1.00
- $Q_{y,SLO}$  1.00
- $Q_{z,SLO}$  1.00
- $Q_{x,SLD}$  1.00
- $Q_{y,SLD}$  1.00
- $Q_{z,SLD}$  1.00
- $Q_{x,SLV}$  1.00
- $Q_{y,SLV}$  1.00
- $Q_{z,SLV}$  1.00
- Analisi con metodo P-Δ: No
- Modellazione terreno: elasto-plastico non-lineare
- Modellazione livelli: piani con rigidezza assegnata data dalle solette ed elementi di solaio
- Modellazione pilastri, travi, pareti/setti, solette elementi elastici lineari
- Moltiplicatore modulo elastico longitudinale E:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore modulo elastico tangenziale G:
  - setti/pareti in c.a. in elevazione 1
  - solette scale in C.A. in elevazione: 1
  - solette e solai di piano in C.A. in elevazione: 1
  - tutti gli altri elementi strutturali, elementi in fondazione e soletta piano terra: 1
- Moltiplicatore inerziale delle aste  $J_2, J_3, A_2, A_3$ 
  - pilastri in c.a.: 1J, 1A

travi in c.a.: 1J, 1A  
pilastri/travi in acciaio.: 1J, 1A

Modello utilizzato ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti degli stati limite geotecnici (GEO) in condizioni sismiche (allo SLV Fondazioni) e statiche (allo SLU ed SLE, ivi comprese le condizioni di dilatazione termica), nonché nei confronti degli stati limite d'equilibrio del corpo rigido (EQU) ed idraulici (UPL) nelle condizioni statiche secondo le combinazioni di carico EQU ed UPL.

Si è ritenuto di fornire i risultati delle verifiche STR, GEO, EQU, UPL, in particolare della platea.

Di conseguenza le pressioni sul terreno, e i cedimenti associati, sono stati forniti in tale situazione, a favore di sicurezza.

\* Si chiarisce che la modellazione del terreno come materiale elasto-plastico non-lineare è indispensabile per valutare correttamente la sicurezza nei confronti degli stati limite EQU ed UPL del fabbricato (difatti il terreno non può lavorare a trazione, ossia non può possedere alcuna rigidità verticale nei confronti del sollevamento), non è associabile all'analisi dinamica modale, non valendo il principio di sovrapposizione degli effetti (il software non valuta la matrice di rigidità del secondo ordine (con esclusione delle trazioni) delle molle modellanti il terreno per ogni forma modale), bensì è associabile solamente all'analisi statica lineare (in quanto non ci sono forme modali da sovrapporsi, ma ci si limita alla forma fondamentale) o non lineare (in cui si prevede il ricalcolo della soluzione ad ogni passo di spinta, per ogni combinazione). Dunque per valutare correttamente l'effetto UPL ci si è dovuti affidare all'analisi statica lineare

## 6.3 VALUTAZIONE DELLA REGOLARITA' IN PIANTA

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

La struttura oggetto di intervento non rispetta tutte e tre le condizioni a), b), c), riportate al punto 7.2.1 delle N.T.C. 2018, difatti dall'analisi modale della struttura si nota una sostanziale irregolarità della risposta strutturale in termini di forme/deformate modali e relativi periodi modali associati, con comportamento accoppiato fra i primi due modi fondamentali traslazionali in direzione X e Y e relativi modi torsionali.

Alla luce dei risultati numerici riportati nel tabulato di calcolo la struttura è da ritenersi **non regolare in pianta**.



## 6.4 VALUTAZIONE DELLA REGOLARITA' IN ALTEZZA

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura soprastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidezza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa soprastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura soprastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura soprastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura oggetto di intervento non rispetta tutte e quattro le condizioni d), e), f), g), riportate al punto 7.2.1 delle N.T.C. 2018.

Alla luce dei risultati numerici riportati nel tabulato di calcolo la struttura è da ritenersi **non regolare in altezza**.

## 6.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

Con riferimento al modello F.E.M., risultando  $\theta_{max} < 0.1$ , non occorre procedere ad un'analisi P- $\Delta$  preliminare ai fini della determinazione degli effetti di non linearità geometrica P- $\Delta$  sulla matrice di rigidezza globale e sulle matrici locali sforzo-spostamento degli elementi finiti beam, frame, plate e truss nella combinazione di carico P- $\Delta$  fissata.

## 6.6 VALUTAZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO

– Tipologia Struttura Sismoresistente

Struttura in c.a. a pareti non accoppiata -  $q_0=3.00$

Struttura in acciaio con controventi concentrici a V -  $q_0=2.00$

– Regolarità in pianta	No
– Regolarità in elevazione	No
– Classe Duttilità CD:	Non Dissipativa
– $q_{x,SLO}$	1.00
– $q_{y,SLO}$	1.00
– $q_{z,SLO}$	1.00
– $q_{x,SLD}$	1.00
– $q_{y,SLD}$	1.00
– $q_{z,SLD}$	1.00
– $q_{x,SLV}$	1.00
– $q_{y,SLV}$	1.00
– $q_{z,SLV}$	1.00

**Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD**

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		
Strutture cosiddette miste, con intelaatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
<b>Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)</b>		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	
<b>Ponti (§ 7.9.2.1)</b>		
<b>Pile in calcestruzzo armato</b>		
Pile verticali inflesse	3,5 $\lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 $\lambda$	1,2
<b>Pile in acciaio:</b>		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
<b>Spalle</b>		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

## 6.7 MODELLAZIONE GEOMETRIA E PROPRIETA' MECCANICHE

La modellazione della geometria della struttura e proprietà meccaniche dei materiali dei vari elementi strutturali è avvenuta attraverso la creazione di un unico modello la cui numerazione dei nodi e delle aste ed elementi è riportata nel tabulato di calcolo allegato a cui si rimanda.

## 6.8 MODELLAZIONE DEI VINCOLI INTERNI ED ESTERNI

Pareti/Setti, Pilastri, Travi e Solai in c.a. sono stati considerati mutuamente incastrati all'estremità (continuità materiale dovuta al risvolto ed ancoraggio delle armature).

Il vincolamento a terra della struttura è assicurato da un'adeguata opera di fondazione in c.a. che fornisce la necessaria resistenza e rigidezza a terra.

L'interazione terreno di fondazione, sottostruttura di fondazione e sovrastruttura in elevazione è stata modellata, a favore di sicurezza, mediante una semplicistica approssimazione di comportamento elastico-lineare del terreno con schematizzazione alla Winkler su suolo elastico.

## 6.9 MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Il terreno di fondazione è stato modellato con un comportamento elastico-lineare alla Winkler con coeff. di sottofondo  $K_W = 1 \text{ daN/cm}^3$

Per ulteriori dettagli in merito si veda quanto riportato nel relativo "tabulato di calcolo della struttura e relazione geotecnica e sulle fondazioni".

Il modello numerico geologico-geotecnico del terreno è stato costruito, schematizzato e semplificato (sulla base delle prove e risultati geotecnici ottenuti) con un approccio a favore di sicurezza, in modo da condurre a risultati sulla capacità portante limite, ammissibile, calcolo dei cedimenti e verifiche lato terreno cautelative. Tale caratterizzazione meccanica del terreno e stratigrafia è stata utilizzata per calcolare la capacità portante delle fondazioni e per modellare numericamente il terreno di fondazione nei riguardi dei cedimenti.

Per la verifica della capacità portante delle fondazioni si è utilizzato l'Approccio 2 combinazione 2 con le stratigrafie e parametri geotecnici riportati nel seguito.

### TERRENI

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Natura geologica:** natura geologica del terreno (granulare, coesivo, roccia).

**Coesione ( $c'$ ):** coesione efficace del terreno. [ $\text{daN/cm}^2$ ]

**Coesione non drenata ( $C_u$ ):** coesione non drenata ( $C_u$ ), per terreni eminentemente coesivi (argille). [ $\text{daN/cm}^2$ ]

**Angolo di attrito interno  $\phi$ :** angolo di attrito interno del terreno. [ $\text{deg}$ ]

**Angolo di attrito di interfaccia  $\delta$ :** angolo di attrito all'interfaccia tra terreno-cls. [ $\text{deg}$ ]

**Coeff.  $\alpha$  di adesione della coesione (0;1):** coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls, compreso tra 0 ed 1. Il valore è adimensionale.

**Coeff. di spinta  $K_0$ :** coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

**$\gamma$  naturale:** peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [ $\text{daN/cm}^3$ ]

**$\gamma$  saturo:** peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [ $\text{daN/cm}^3$ ]

**E:** modulo elastico longitudinale del terreno. [ $\text{daN/cm}^2$ ]

**$\nu$ :** coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

**Qualità roccia RQD (0;1):** rock quality degree. Indice di qualità della roccia, assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore è adimensionale.

Descrizione	Natura geologica	Coesione ( $c'$ )	Coesione non drenata ( $C_u$ )	Angolo di attrito interno $\phi$	Angolo di attrito di interfaccia $\delta$	Coeff. $\alpha$ di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta $K_0$	$\gamma$ naturale	$\gamma$ saturo	E	$\nu$	Qualità roccia RQD (0;1)
Callegari_S3_Sabbie argilloso limose_2	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	35	23	1	0.43	0.0018	0.0021	113	0.3	0
Callegari_S1_Limo argilloso molto consistente 1	Intermedio (Limi)	0.15	1	20	14	1	0.66	0.0021	0.0022	83	0.3	0
Callegari_S2_Sabbie argilloso limose_2	Granulare incoerente (Sabbie)	0	0	32	21	1	0.47	0.0018	0.0021	75	0.3	0



Vengono elencati in modo sintetico tutti i sondaggi risultanti dalle verticali di indagine condotte in sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio CPT1 - Callegari

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: -250, -250

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in cm

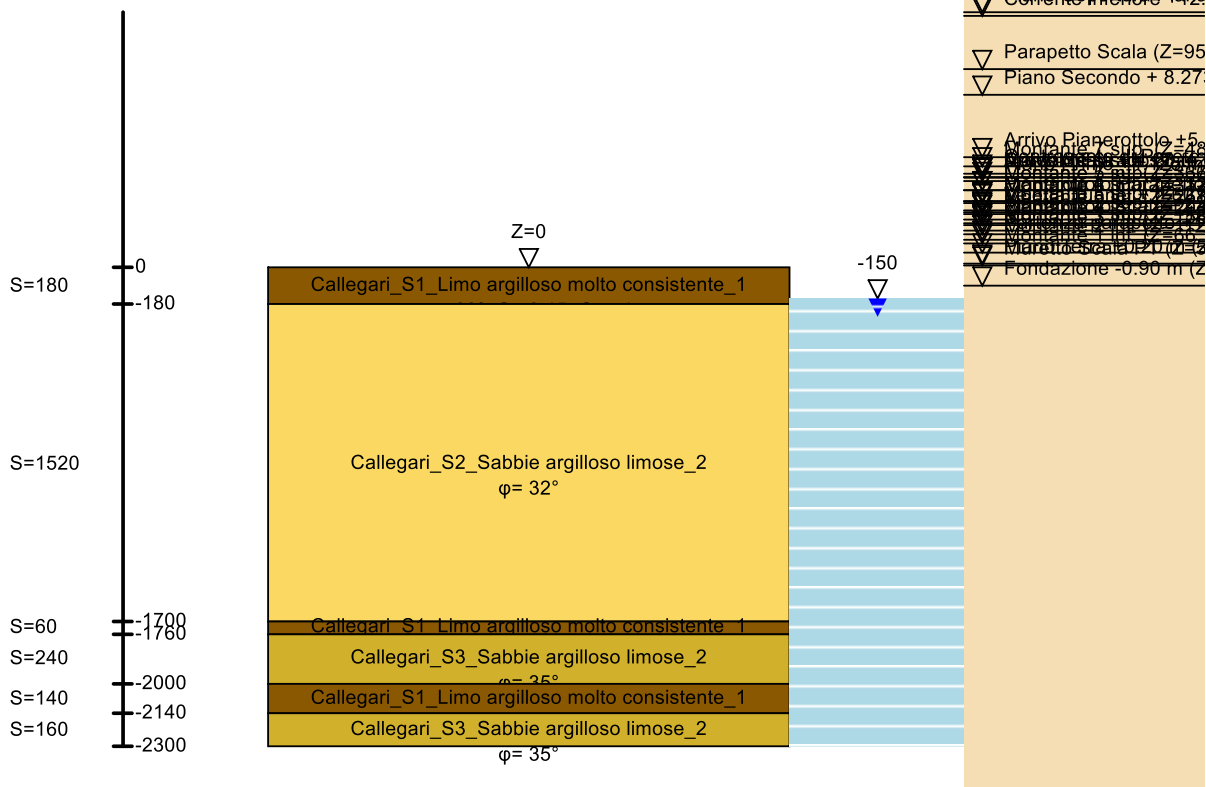


Immagine: Sondaggio CPT1 - Callegari

## Stratigrafie

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp.:** spessore dello strato. [cm]

**Liqf:** indica se considerare lo strato come liquefacibile nelle combinazioni sismiche. Con 'Da verifica' viene considerato quanto risulta dalla verifica condotta a fine calcolo solutore.

**Kor,i:** coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

**Kor,s:** coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

**Kve,i:** coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

**Kve,s:** coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/cm³]

**Eel,s:** modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

**Eel,i:** modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

**Eed,s:** modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

**Eed,i:** modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/cm²]

**CC,s:** coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i:** coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s:** coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i:** coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**E0,s:** indice dei vuoti E0 al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**E0,i:** indice dei vuoti E0 al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**Fase:** PROGETTO ESECUTIVO

**Oggetto:** Lavori di sostituzione edilizia di due corpi di fabbricato della sede dell'Istituto Professionale Statale "Olivetti-Callegari" in Via Umago n.18 - Ravenna (RA)

**Progettista:** Arch. Filippo Pambianco

Terreno	Sp.	Liqf	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	180	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.2	0.2	0	0	0	0	9	9
Callegari S2 Sabbie argilloso limose 2	1520	No	1	1	1	1	75	75	100	100	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	60	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.1	0.1	0	0	0	0	4	4
Callegari S3 Sabbie argilloso limose 2	240	No	1	1	1	1	113	113	150	150	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5
Callegari S1 Limo argilloso molto consistente 1	140	No	1	1	1	1	83	83	110	110	0.1	0.1	0	0	0	0	2.5	2.5
Callegari S3 Sabbie argilloso limose 2	160	No	1	1	1	1	113	113	150	150	0.1	0.1	0	0	0	0	0.5	0.5

## Falde acquifere

**Profondità:** profondità della superficie superiore della falda dalla quota del punto di riferimento. [cm]

**Carico piezometrico:** carico piezometrico rispetto alla superficie superiore, 0 per falde freatiche. [cm]

**Spessore:** spessore dell'acquifero.

Profondità	Carico piezometrico	Spessore
150	0	Fino in fondo

## 6.10 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Per ulteriori dettagli in merito si veda quanto riportato nel relativo tabulato di calcolo della struttura.

Le azioni agenti sulla struttura considerate sono quelle riportate nei capitoli precedenti; tali azioni a seconda dei casi sono considerate come masse e/o carichi puntuali, lineari e superficiali.

La modellazione delle azioni avviene secondo i criteri ed entità definite in precedenza.

## 6.11 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Per ulteriori dettagli in merito si veda quanto riportato nel relativo tabulato di calcolo della struttura ed in precedenza nella presente relazione.

Le combinazioni di carico statiche e sismiche utilizzate per l'analisi della struttura sono quelle richieste dalla vigente normativa NTC 2018.

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite impiegando le formule di verifica dei vari elementi strutturali contenute negli specifici paragrafi della normativa NTC 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni").

Le condizioni elementari di carico vengono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di Esercizio (SLE) in condizioni statiche e Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV), Stato Limite di Danno (SLD) in condizioni sismiche (in alcuni casi in condizioni sismiche sono presenti anche verifiche Stato Limite Operatività (SLO) e Stato Limite di Collasso (SLC), in particolare per strutture di categoria III e IV.

## 6.12 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO UTILIZZATO

La modellazione, calcolo della struttura e la rielaborazione dei risultati sono stati effettuati con il software "SismiCad", prodotto dalla ditta Concrete di Padova.

Per il calcolo di alcune sollecitazioni e verifiche locali si sono utilizzati anche dei fogli di calcolo Excel testati nel tempo e di comprovata affidabilità.

Il fogli di calcolo sono organizzati in modo da evidenziare tutti i passaggi logici e matematici che portano alla soluzione del problema; le formule matematiche adottate si susseguono con lo stesso ordine con cui si eseguirebbero i calcoli manuali.

I programmi vengono utilizzati in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, esempi tipo, schemi tipo e strutture risolvibili analiticamente in forma chiusa; tali procedure consentono di verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti, individuando eventuali vizi ed anomalie.

Per la certificazione e validità dei software di calcolo si vedano i relativi "verification manual" allegati ai vari software.

### 6.12.1 DESCRIZIONE DEL SOFTWARE SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### 6.12.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- Le travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione
- Le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito
- Le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati
- Le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.
- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale
- I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti
- I plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali
- Le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale
- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.
- I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali



- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche
- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento
- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano

Nella tabella seguente sono riportati tutti i possibili elementi FEM impiegati da SismiCad per modellare qualunque tipologia di struttura con qualunque tipo di analisi.

Elemento FEM	Sezione nel manuale del solutore
Asta	FRAME
Biella	TRUSS
Guscio	SHELL
Cerniera	HINGE
Vincolo rigido / Legame cinematico	RESTRAINT
Vincolo elastico	SPRING
Molla assiale	BOUND
Molla assial-simmetrica	FLAT
Isolatore	LINK
Asta, con sezione a fibre *	FRAME + SECTION
Guscio in cemento armato *	CONCRETE
Cerniera muratura*	ROLLER HINGE
Guscio muratura *	PLANE SHEAR
Cerniera muratura armata *	REINFORCED HINGE + SECTION
Asta muratura, con sezione a fibre*	SBAR
Asta muratura armata, con sezione a fibre*	RBEAM

\*solo per analisi pushover

Nella tabella seguente sono riportati gli elementi FEM impiegati da SismiCad per modellare ciascuno specifico elemento strutturale.

Elemento strutturale	Elementi FEM
Trave C.A., Pilastro	Asta (FRAME) Cerniera (HINGE) Asta con sezione a fibre (FRAME+SECTION)*
Trave tralicciata	Asta (FRAME) Cerniera (HINGE)
Piastra C.A. Piastra generica Pareti C.A	Guscio (SHELL) Cerniera (HINGE) Guscio armato (CONCRETE)*
Scale (modellate come travi rampanti)	Asta (FRAME) Cerniera (HINGE) Asta con sezione a fibre (FRAME+SECTION)*
Scale (modellate come gusci)	Guscio (SHELL) Cerniera (HINGE) Guscio armato (CONCRETE)*
Trave legno Colonna legno	Asta (FRAME) Cerniera (HINGE)
Pareti legno (XLAM)	Guscio (SHELL) Cerniera (HINGE)
Pareti legno (a diaframma)	Asta (FRAME) Guscio (SHELL) Cerniera (HINGE)
Trave acciaio Colonna acciaio Reticolare	Asta (FRAME) Biella (TRUSS) Cerniera (HINGE) Asta con sezione a fibre (FRAME+SECTION)*
Parete muratura (modellata a gusci)	Guscio (SHELL) Cerniera (HINGE) Guscio muratura (PLANE SHEAR)*
Parete muratura (modellata ad aste)	Asta (FRAME) Cerniera (HINGE) Asta a fibre (SBAR)* Cerniera muratura (ROLLER HINGE)* Cerniera per muratura armata o rinforzata REINFORCED HINGE + SECTION)* Asta a fibre per muratura rinforzata (RBEAM)*
Plinto superficiale	Legame cinematico (RESTRAINT) Vincolo rigido (RESTRAINT) Vincolo elastico (SPRING) Molla assiale (BOUND)
Pali	Asta (FRAME) Vincolo rigido (RESTRAINT) Molla assial-simmetrica (FLAT) Vincolo elastico (SPRING) Molla assiale (BOUND) Asta con sezione a fibre (FRAME+SECTION)*
Plinti su pali	Legame cinematico (RESTRAINT) Asta (FRAME) Vincolo rigido (RESTRAINT) Molla assial-simmetrica (FLAT) Vincolo elastico (SPRING) Molla assiale (BOUND) Asta con sezione a fibre (FRAME+SECTION)*
Ancoraggi di parete	Biella (TRUSS)
Isolatore sismico	Asta (FRAME) Isolatore (LINK)
Carichi di superficie (comportamento infinitamente rigido)	Legame cinematico (RESTRAINT)
Carichi di superficie (comportamento membranale)	Guscio (SHELL)

**Fase:** PROGETTO ESECUTIVO

**Oggetto:** Lavori di sostituzione edilizia di due corpi di fabbricato della sede dell'Istituto Professionale Statale "Olivetti-Callegari" in Via Umago n.18 - Ravenna (RA)

**Progettista:** Arch. Filippo Pambianco

Vincolo	Vincolo rigido (RESTRAINT)
Legame rigido	Legame cinematico (RESTRAINT)
Appoggio di trave	Cerniera (HINGE)

\*solo per analisi pushover

### 6.12.3 VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-2008 (NTC 2008), al D.M. 17-01-2018 (NTC 2018) o secondo Eurocodice 2.

Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione.

I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione.

Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8.

I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431, D.M. 14-01-2008 o D.M. 17-01-2018 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

Di seguito si riportano le principali tipologie di verifiche svolte per le aste in c.a..

- Resistenza a trazione;
- Resistenza a compressione;
- Resistenza a flessione semplice;
- Resistenza a flessione semplice con forza assiale;
- Resistenza a flessione deviata con forza assiale;
- Resistenza a taglio X;
- Resistenza a taglio Y;
- Resistenza a torsione;
- Instabilità a compressione semplice;
- Instabilità a flessione semplice;
- Instabilità a flessione deviata;
- Instabilità a flessione deviata con compressione;

- Instabilità a flessione deviata con trazione;
- Frecce massime e minime nelle combinazioni SLE rara (relative alla congiungente nodo iniziale-nodo finale).

#### 6.12.4 VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO

Le verifiche delle membrature in acciaio possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, D.M. 14-01-2008 (NTC 2008), D.M. 17-01-2018 (NTC 2018), Eurocodice 3.

Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità, queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste.

Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

Di seguito si riportano le principali tipologie di verifiche svolte per le aste in acciaio.

- Resistenza a trazione;
- Resistenza a compressione;
- Resistenza a flessione semplice;
- Resistenza a flessione semplice con forza assiale;
- Resistenza a flessione deviata con forza assiale;
- Resistenza a taglio X;
- Resistenza a taglio Y;
- Resistenza a torsione;
- Instabilità a compressione semplice;
- Instabilità a flessione semplice;
- Instabilità a flessione deviata;
- Instabilità a flessione deviata con compressione;
- Instabilità a flessione deviata con trazione;
- Frecce massime e minime nelle combinazioni SLE rara (relative alla congiungente nodo iniziale-nodo finale).



### 6.12.5 VERIFICA DELLE MEMBRATURE IN LEGNO

Le verifiche delle aste in legno possono essere condotte con il metodo alle tensioni ammissibili nello spirito delle DIN 1052 o con il metodo agli stati limiti secondo D.M. 14-01-08 (NTC 2008), al D.M. 17-01-18 (NTC 2018) o Eurocodice 5.

Di seguito si riportano le principali tipologie di verifiche svolte per le aste in legno.

- Resistenza a trazione;
- Resistenza a compressione;
- Resistenza a flessione semplice;
- Resistenza a flessione semplice con forza assiale;
- Resistenza a flessione deviata con forza assiale;
- Resistenza a taglio X;
- Resistenza a taglio Y;
- Resistenza a torsione;
- Instabilità a compressione semplice;
- Instabilità a flessione semplice;
- Instabilità a flessione deviata;
- Instabilità a flessione deviata con compressione;
- Instabilità a flessione deviata con trazione;
- Frecce massime e minime nelle combinazioni SLE rara (relative alla congiungente nodo iniziale-nodo finale).

### 6.12.6 VERIFICA DELLE PARETI IN MURATURA

Le verifiche delle pareti in muratura possono essere condotte con il metodo alle tensioni ammissibili nello spirito del D.M. 09-01-96 o con il metodo agli stati limiti secondo D.M. 14-01-08 (NTC 2008), al D.M. 17-01-18 (NTC 2018) o Eurocodice 6.

Di seguito si riportano le principali tipologie di verifiche svolte per le pareti in muratura.

- Resistenza a compressione;
- Resistenza a presso-flessione nel piano;
- Resistenza a presso-flessione fuori dal piano;
- Resistenza a taglio nel piano;
- Resistenza a taglio fuori dal piano;
- Instabilità a presso-flessione;

## 6.13 CONVENZIONE DEI SEGNI

### 6.13.1 CONVENZIONE DI SEGNO DELLE ASTE

Si riportano di seguito le convenzioni di segno delle aste, in ambiente SismiCad

Le abbreviazioni relative alle sollecitazioni sugli elementi aste sono da intendersi:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta;
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2;
- M3: momento attorno all'asse locale 3;

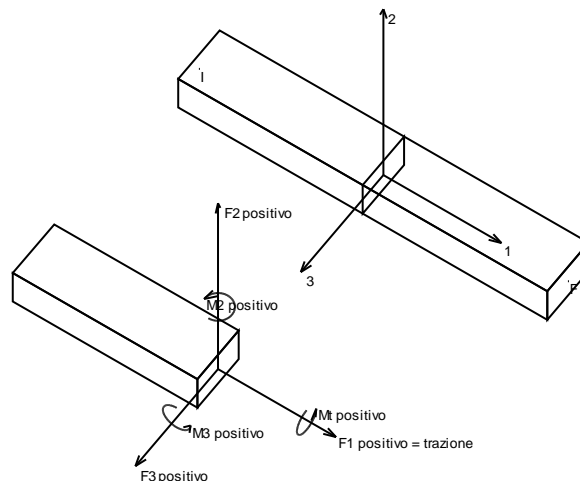


Figura 39 – Sistemi di riferimento

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente:

presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f, asse 1 che va da i a f, assi 2 e 3 presi secondo quanto indicato nei paragrafi successivi relativi al sistema locale delle aste sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1) i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1, 2, 3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

Il sistema è definito diversamente per tre categorie di aste, a seconda che siano originate da:

- aste verticali ad esempio pilastri e colonne;
- aste non verticali non di c.a., ad esempio travi di acciaio o legno;
- aste non verticali in c.a.: travi in c.a. di piano, falda o a quota generica.

Nel seguito si indica con 1, 2 e 3 il sistema locale dell'asta che non sempre coincide con gli assi principali della sezione. Si ricorda che per assi principali si intendono gli assi rispetto a cui si ha il raggio di inerzia minimo e massimo. Gli assi 1, 2 e 3 rispettano la regola della mano destra.

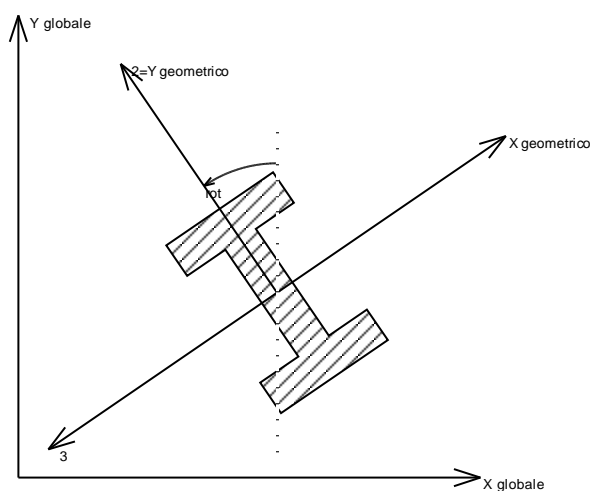


Figura 40 – Sistema Locale Aste verticali

Nella figura si considera l'asse 1 uscente dal foglio (l'osservatore guarda in direzione opposta a quella dell'asse 1).

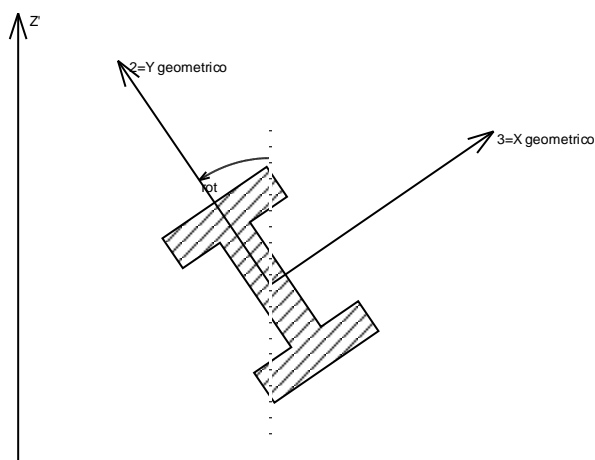
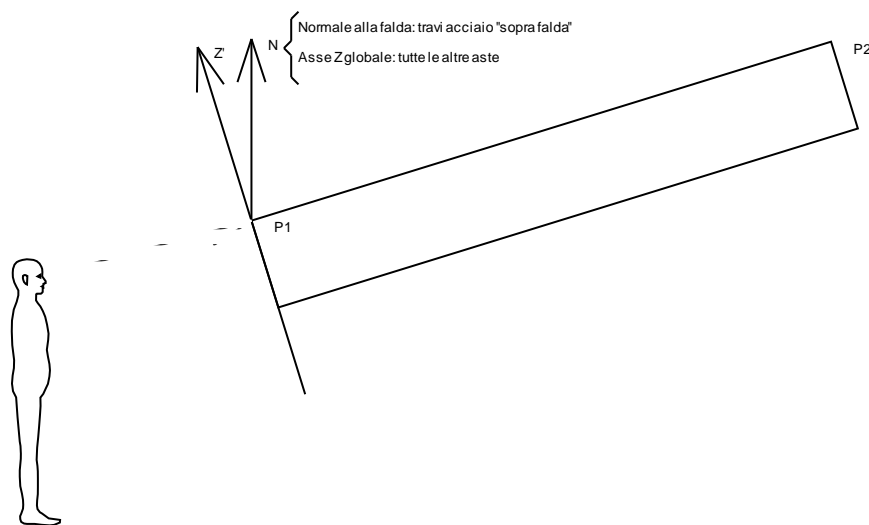


Figura 41 – Sistema Locale Aste Non Verticali

Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1).

L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove:

- P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta
- P2 è il punto di inserimento finale dell'asta
- N è la normale al piano o falda di inserimento



Z' è quindi l'intersezione tra il piano passante per P1, P2 contenente N e il piano della sezione iniziale dell'asta.

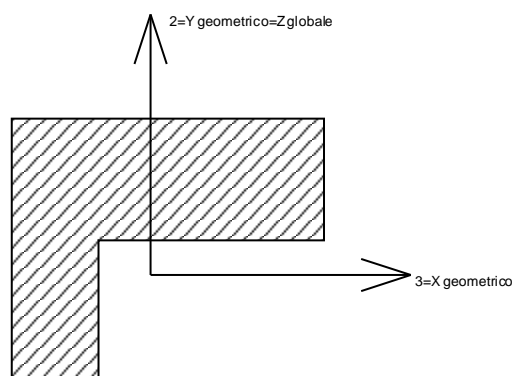


Figura 42 – Sistema Locale aste derivanti da travi in c.a.

Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e quindi coincidente con l'asse Z globale nonché con l'asse y geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse x geometrico. Si sottolinea il fatto che gli assi 2 e 3 non corrispondono agli assi principali della sezione.

### 6.13.2 CONVENZIONI DI SEGNO DEI GUSCI

Si riportano di seguito le convenzioni di segno dei gusci, in ambiente SismiCad.

Sono individuate distinte convenzioni di segno in relazione al tipo di elemento strutturale a cui il guscio si riferisce:

- convenzione per gusci non verticali, originati ad esempio da piastre e platee
- convenzione per gusci verticali, originati ad esempio da pareti e muri

#### **Convenzione di segno per gusci non verticali**

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse x e y contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse (z) ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse x ha proiezione in pianta parallela ed equiversa all'asse globale X. Nel caso di piastre orizzontali (caso più comune) gli assi x, y e z locali all'elemento sono paralleli ed equiversi agli assi X, Y e Z globali. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$ ,  $M_{xy}$ .

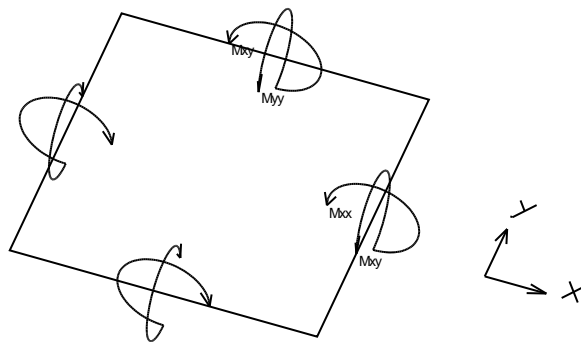


Figura 43 – Convenzione di segno per gusci non verticali



Si definiscono:

- $M_{xx}$ : momento flettente [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{yy}$ : momento flettente [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{xy}$ : momento torcente [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura);

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $F_{xx}$ ,  $F_{yy}$ ,  $F_{xy}$ .

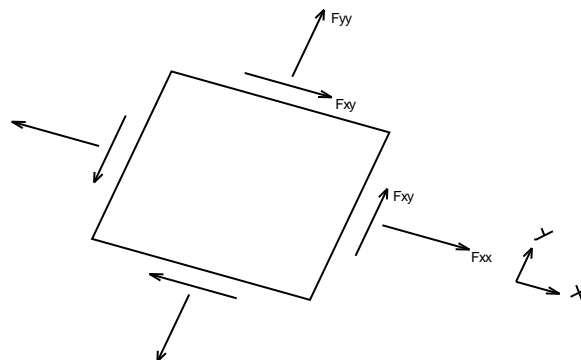


Figura 44 – Convenzione di segno per gusci non verticali

Si definiscono:

- $F_{xx}$ : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{yy}$ : sforzo estensionale [Forza/Lunghezza] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{xy}$ : sforzo di taglio [Forza/Lunghezza] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento guscio:

- $V_x$ : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse x;
- $V_y$ : taglio fuori piano [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse y;

### Convenzione di segno per gusci verticali

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: origine appartenente al piano dell'elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell'elemento e terzo asse ortogonale al piano dell'elemento a formare una terna destrorsa. In particolare l'asse O è orizzontale e l'asse z parallelo ed equiverso con l'asse Z globale. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell'elemento la posizione dell'origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{oo}$ ,  $M_{zz}$ ,  $M_{oz}$ .

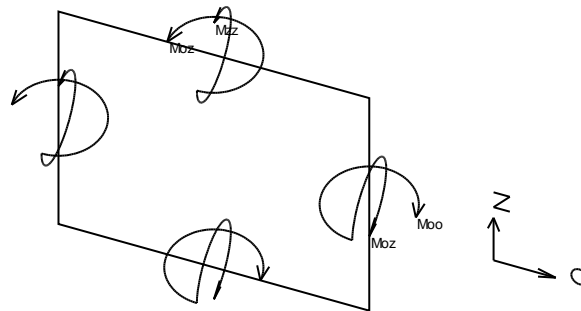


Figura 45 – Convenzione di segno per gusci verticali

- $M_{oo}$ : momento flettente distribuito  $[Forza \cdot Lunghezza / Lunghezza]$  applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{zz}$ : momento flettente distribuito  $[Forza \cdot Lunghezza / Lunghezza]$  applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{oz}$ : momento "torcente" distribuito  $[Forza \cdot Lunghezza / Lunghezza]$  applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura);

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione  $F_{oo}$ ,  $F_{zz}$ ,  $F_{oz}$  sono rispettivamente:

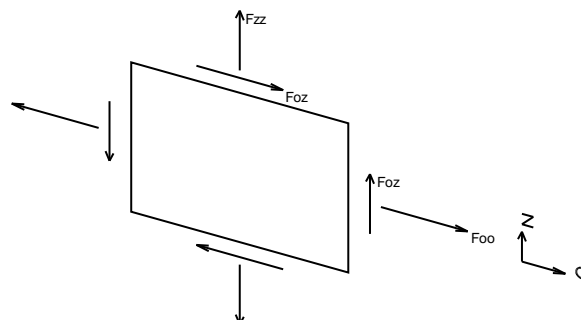


Figura 46 – Convenzione di segno per gusci verticali

- Fzz: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- Foo: sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- Foz: sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura);

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento guscio:

- Vo: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse O ;
- Vz: taglio fuori piano applicato al bordo di normale parallela all'asse z .

## 6.14 GIUDIZIO MOTIVATO DI AFFIDABILITA' ED ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Per il giudizio motivato di affidabilità dei risultati si dichiara di aver accuratamente controllato i risultati dell'elaborazione (sia in ambiente SismiCad, Excel che altri software utilizzati) riportati nella presente relazione e nel tabulato di calcolo, nonché di aver verificato con cura l'esattezza delle opzioni di input proprie dei programmi, settando tali opzioni in conformità ai casi in esame.

L'input dei dati è facilitato dal programma SismiCad, esso prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione (diagnostica), del non rispetto delle limitazioni geometriche, di armatura e della presenza di elementi non verificati, interferenze, labilità, ecc..

Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti, sollecitazioni, verifiche e quant'altro risulti anomalo o dubbio attraverso una tabella riepilogativa dei risultati di calcolo.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, la totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione completa e consapevole del comportamento corretto del modello strutturale. La modellazione della struttura e rielaborazione dei risultati del calcolo è stata svolta anche con programmi Excel di propria realizzazione regolarmente testati su schemi risolti analiticamente in forma chiusa, nonché mediante l'utilizzo di software di calcolo commerciali (SismiCad) di cui si posseggono i relativi test di benchmark e manuali sugli elementi finiti utilizzati con l'esplicazione delle associate matrici di rigidità. L'affidabilità dei codici di calcolo è testata e validata mediante le suddette procedure e tramite il confronto dei risultati con problemi strutturali risolti analiticamente in forma chiusa direttamente svolti dalla casa produttrice del software e riportati nell'apposito manuale di validazione da essa fornito.

Sulla scorta di ciò, si ritiene lecito ritenere affidabili i risultati forniti dai software di calcolo.

Si è fatto riferimento anche al libro *"La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer – Perretti, Gherzi, Sattamino, Brenna – Maggioli Editore, 2007"* per validare i risultati.

La valutazione di accettabilità dei risultati ottenuti ha compreso anche il confronto con i risultati di semplici calcoli eseguiti con metodi tradizionali ed adottati in fase di primo proporzionamento della struttura; la concordanza degli ordini di grandezza delle sollecitazioni statiche sulle membrature sottolinea la bontà dei risultati ottenuti.

Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Si dichiara inoltre di aver esaminato accuratamente la documentazione a corredo dei software, ove si ritrovano i seguenti elementi, esaurientemente argomentati:

- descrizione delle basi teoriche (si veda la descrizione del software e relativi manuali);
- descrizione degli algoritmi impiegati (si veda la descrizione del software e relativi manuali);
- individuazione dei campi d'impiego (si veda la descrizione del software e relativi manuali);
- casi prova interamente risolti e commentati, con i relativi files di input necessari a riprodurre l'elaborazione (si veda il manuale di verifica del software)

## **7. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI IMPIEGATI**

Si veda quanto riportato nella relativa relazione tecnica specialistica di dettaglio allegata a cui si rimanda per tutti i vari dettagli ed approfondimenti in merito.

## **8. RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA STRUTTURALE**

Si veda quanto riportato nella relativa relazione tecnica specialistica di dettaglio allegata a cui si rimanda per tutti i vari dettagli ed approfondimenti in merito.

## **9. RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI**

Si veda quanto riportato in precedenza sulle fondazioni, e nella relativa relazione tecnica specialistica di dettaglio allegata a cui si rimanda per tutti i vari dettagli ed approfondimenti in merito.

## **10. RELAZIONE SULLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO**

Si veda quanto riportato nella relativa relazione tecnica specialistica di dettaglio allegata a cui si rimanda per tutti i vari dettagli ed approfondimenti in merito.

## **11. PIANO DI MANUTENZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Si veda quanto riportato nella relativa relazione tecnica specialistica di dettaglio allegata a cui si rimanda per tutti i vari dettagli ed approfondimenti in merito.



## **12. VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA STRUTTURALE** **STATICO-SISMICO RAGGIUNTO, ED ASSEVERAZIONE CLASSE DI** **RISCHIO PRE-INTERVENTO (SDF) E POST-INTERVENTO (SDP)**

La valutazione della sicurezza strutturale in termini assoluti con la definizione dell'indice di rischio sismico e vulnerabilità sismica non è significativa e richiesta ai fini del presente progetto, in quanto non è richiesta un'analisi di vulnerabilità sismica comparativa fra lo Stato di Fatto (SDF) Pre-Intervento e lo Stato di Progetto (SDP) Post-Intervento, difatti il fabbricato risulta una nuova costruzione.

Tramite il soddisfacimento di tutte le verifiche strutturali di ogni elemento costituente la nuova struttura (con le verifiche riportate nel tabulato di calcolo e relazione di calcolo strutturale allegata al progetto a cui si rimanda per ulteriori dettagli) si verifica positivamente la sicurezza del fabbricato in regime statico e sismico.

Le verifiche strutturali in regime statico e sismico sono state condotte, come riportato in dettaglio nella relazione di calcolo allegata, secondo le attuali vigenti norme tecniche strutturali in materia per le costruzioni in zona sismica, ed in particolare del D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) e relativa Circolare Applicativa n. 7 del 21/01/2019.

Il soddisfacimento di tutte le verifiche strutturali e geotecniche svolte garantisce la totale sicurezza, in campo statico e sismico, secondo i criteri forniti dalle attuali vigenti norme tecniche strutturali in materia per le costruzioni in zona sismica.