



Unione Europea



LAVORI DI RICOSTRUZIONE DEL PLESSO SCOLASTICO DI VIA FORNO - "I.C. BASILE DON MILANI" - CUP: J75E23000090009

PR CAMPANIA FESR 2021-2027 - ASSE 2 - OBIETTIVO SPECIFICO 2.1 AZIONE 2.1.3 E OBIETTIVO SPECIFICO 2.4 AZIONE 2.4.4

ELABORATI GRAFICI

RELAZIONE TECNICA STRUTTURE

LIVELLO DI PROGETTAZIONE:

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA

TAVOLA

R.ST

REVISIONE:

DATA:

SCALA

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI PARETE

DATA

Marzo 2025

PROGETTISTA

Ufficio Tecnico Comunale

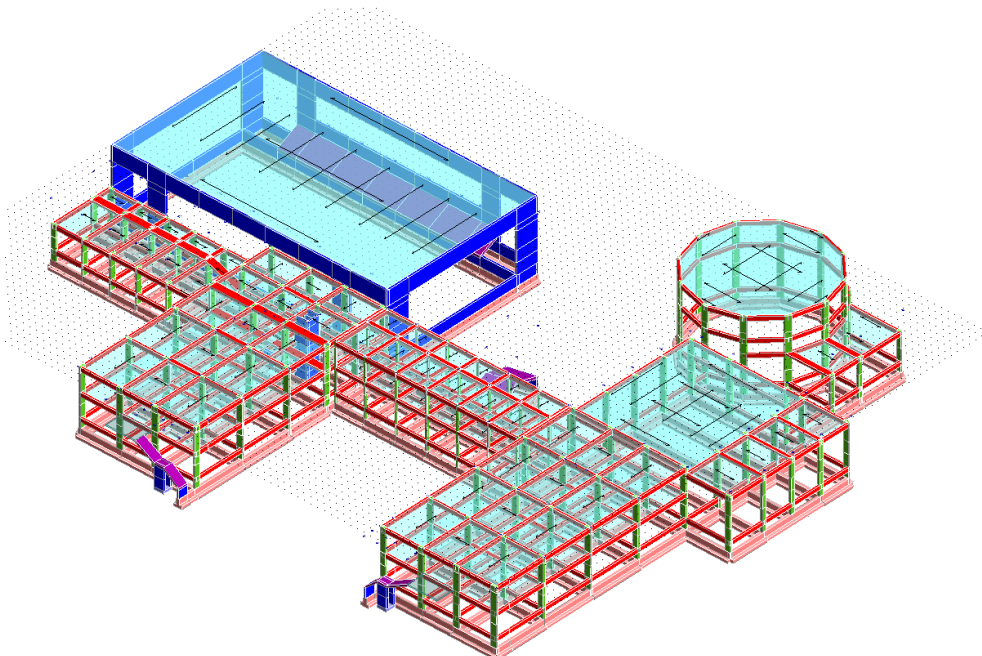
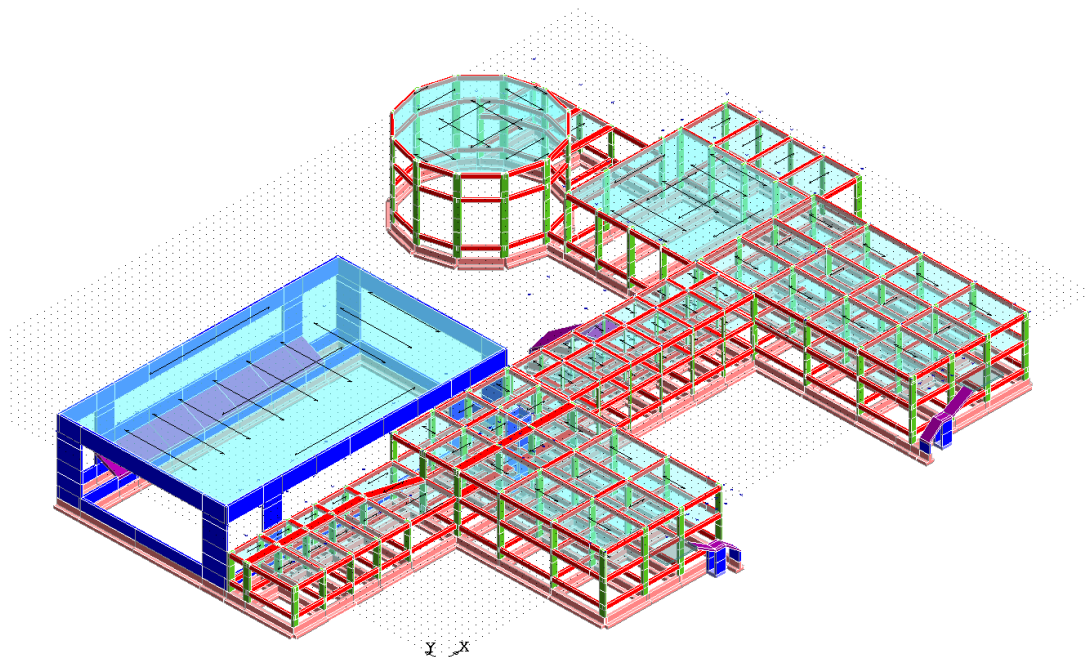
RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

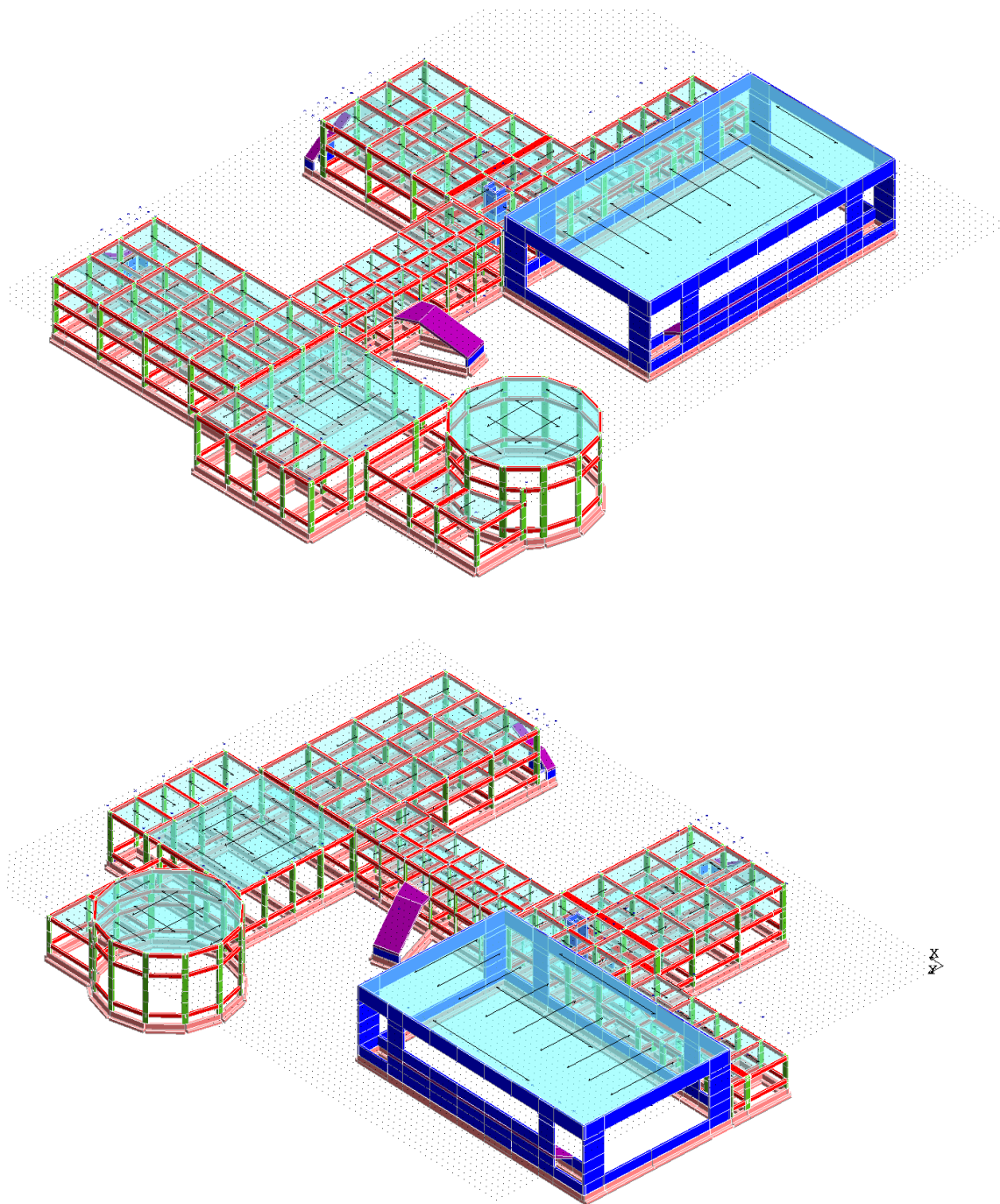
Arch. Giuseppe Miraglia

RELAZIONE GENERALE

- DESCRIZIONE GENERALE OPERA

L'organismo architettonico di progetto prevede la costruzione di più corpo di fabbrica, costituenti più unità strutturale, con unico sistema di fondazione, come da modellazione 3D sotto riportata





La presenza dei corpi di fabbrica staccati fa sì che si vengano a creare , per ogni piano, 3 impalcati rigidi, ma tra di loro indipendenti. .

In fase di input è stato necessario definire i nodi appartenenti alla stessa porzione della costruzione e quindi allo stesso piano sismico ma tra di loro indipendenti. Si è andato a definire altri piani sismici la cui numerazione è stata a seguire rispetto agli 'n' piani sismici già esistenti nella struttura, e di questi nuovi piani sismici che si sono venuti a creare non è stato necessario che fossero riportati nella fase di definizione delle quote della struttura.

In conformità con le tipologie di sistemi costruttivi descritte nella normativa sismica vigente quello in questione è un edificio con struttura in cemento armato a telaio, e a parete per la palestra : esso, infatti, è composto da un sistema di travi e pilastri in c.a. che si sviluppano attorno al loro asse in maniera concentrata (per questo vengono definiti sistemi puntiformi) ed hanno il compito di resistere alle azioni verticali ed orizzontali, mentre la palestra ha un sistema sismoresistente è

composto da un sistema di setti in c.a. che hanno il compito di resistere alle azioni verticali ed orizzontali

In riferimento al valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, siamo andati a definire la tipologia strutturale, il suo grado di iperstaticità e quindi i criteri di progettazione adottati e tenendo conto delle non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza, come nel nostro caso. Veniamo al calcolo del fattore di struttura, struttura non regolare in pianta e quindi si è adottato un valore di α_u/α_1 medio tra 1 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Quindi

$$\alpha_u/\alpha_1 = (1+1.3)/2 = 1.15$$

da cui si ricava

$$q_0 = 3 \times \alpha_u/\alpha_1 = 3.45$$

$$q = 3,45 \times 0,80 = 2,76$$

- I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018 e s.m.i.

La caratterizzazione sismica dei terreni attraverso la misura dei valori di velocità delle onde sismiche (onde P ed SH), la definizione del valore $V_{s,eq}$ (NTC 2018) per la classificazione dei suoli di fondazione nelle categorie previste dalla normativa vigente in materia e la stima della pericolosità sismica con definizione dei parametri sismici.

Per la realizzazione dello studio geologico, è stata prevista una campagna, definita in funzione allo specifico obiettivo della ricerca, ed in applicazione alle NTC 2018, in particolare per quanto riguarda il capitolo “indagini, caratterizzazioni e modellazione geotecnica” art. 59 del DPR n. 380/2001” le indagini in sito sono state eseguite e certificate da IMPRESONDA via Laviano n. 26 Caserta, autorizzata dal Ministero Infrastrutture con Decreto Concessione n. 8998 del 15-6-2011 sett. C.

L'indagine è stata articolata nelle seguenti fasi definite a seguito del sopralluogo preliminare necessario per prendere visione dello stato dei luoghi e raccogliere tutta la documentazione occorrente, eseguendo il rilievo dei dati geologici di superficie in un ambito areale significativo e definendo il piano delle indagini che sono state

- n° 3 prova penetrometrica dinamica tipo DPM spinta al rifiuto strumentale. (riportate nella relazione geologica). per la definizione dello stato di addensamento dei terreni e loro caratterizzazione geotecnica,
- profilo sismico con elaborazione HVSR . allo scopo di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio (Vs) e, quindi, definire la categoria di sottosuolo così come previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M.17/01/2018 e circolare esplicativa).

Le opere in progetto, in particolare le dimensioni dell'insieme dell'opera ha quindi condizionato la scelta della tipologia delle strutture di fondazione che saranno realizzate in cemento armato, a travi rovesce di base 120x40 e anima 40x80 , di, che fanno in modo tale da assicurare elevata inerzia ed evitare cedimenti differenziali, rendendo valida l'ipotesi di appoggio a livello, in modo tale da non indurre rilevanti stati di sollecitazione aggiuntivi.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si è reso necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento

MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

La norma preesistente suddivideva il territorio italiano in aree a differente grado di sismicità, prevedendo anche una zona a rischio nullo, per la quale non era previsto alcun calcolo sismico delle strutture. La nuova norma invece individua quattro diverse categorie alle quali è associata un'accelerazione orizzontale massima su suolo, ed il comune è classificato Zona Sismica di 2° categoria

•Zona	•Accelerazione al suolo "ag"
2	0,25 g

Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, per la definizione dell'azione sismica si farà riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento .

Per la valutazione della Vs equiv. nel sito di intervento è stata eseguita una prospezione sismica di tipo M.A.S.W. con stendimento disposto secondo la direzione E -W e che ha restituito un profilo verticale della Vs in funzione della profondità fino a – 30 m dal piano campagna.

Il valore della Vs ottenuto consente di collocare il sito di progetto nella categoria di suolo di fondazione “ C

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, l'area in oggetto è classificata come T1, “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ ”

MODELLO GEOLOGICO e MODELLO GEOTECNICO (terreno granulari) ELABORATO DALLA PROVA PENETROMETRIC STATISTICAMENTE RAPPRESENTATIVA															
Descrizione litologica	Prof. m	Spess. m	N DPM	Nspt	Dr (%)	Grado di Addensamento	Φ (°)	γ_n t/m³	γ_s t/m³	γ Kg/cm²	E_d Kg/cm²	G Kg/cm²	μ	K_v Kg/cm³	K_o Kg/cm³
[1] - Piroclastite sabbiosa molto sciolta	0.6	0.6	2	4	18	SCIOLTO	23	1.21	1.34	20	25	248	0.35	0.8	0.2
[2] - Piroclastite Argillificata	1.5	0.9	1	1	10	MOLTO SCIOLTO	20	1.15	1.27	5	8	128	0.36	0.3	0.0
[3] - Piroclastite sabbiosa sciolta	2.0	0.5	3	5	23	POCO ADDENSATO	25	1.25	1.39	32	39	343	0.35	1.1	0.4
[4] - Piroclastite sabbiosa moderatamente addensata	2.8	0.8	5	8	30	MEDIAMENTE ADDENSATO	27	1.32	1.46	51	60	489	0.34	1.5	0.6
[5] - Piroclastite sabbiosa mediamente addensata	3.3	0.5	9	14	41	MEDIAMENTE ADDENSATO	30	1.43	1.58	88	102	785	0.32	2.4	1.1
[6] - Piroclastite sabbiosa addensata	3.8	0.5	12	18	46	MEDIAMENTE ADDENSATO	32	1.49	1.65	111	128	969	0.32	3.4	1.3
[7] - Piroclastite sabbiosa addensata	4.9	1.1	15	21	51	MEDIAMENTE ADDENSATO	33	1.53	1.70	130	150	1122	0.31	4.5	1.5
[8] - Piroclastite sabbiosa molto addensata (Cappellaccio tufaceo)	5.3	0.4	20	28	60	ADDENSATO	36	1.61	1.79	176	202	1484	0.29	9.3	1.9
[9] - Piroclastite sabbiosa estremamente addensata (Tufo o Tufite)	5.7 (*)	0.4 (*)	33	46	79	MOLTO ADDENSATO	42	1.60	1.77	285	326	2350	0.26	39.1	2.5
(*) vedi indagine sismica															
- N.B. Falda non intercetta entro il volume significativo dell'opera (>>15.0 m dal p.c. - NO rischio di liquefazione)															

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si è reso necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	41,70	Altezza edificio (m)	8,32
Massima dimens. dir. Y (m)	31,43	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	III Cu=1.5
Longitudine Est (Grd)	14,16698	Latitudine Nord (Grd)	40,95322
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
Tipo Intervento	ADEGUAMENTO	Tipo Analisi Sismica	LINEARE
Livello Sicurezza Min. (%)	100		

PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilità Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,33
Fo	2,38	Fv	0,82
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,17
Periodo TC (sec.)	0,50	Periodo TD (sec.)	1,86
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilità Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,16	Periodo T'c (sec.)	0,37
Fo	2,46	Fv	1,32
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,47	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,54	Periodo TD (sec.)	2,23
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilità Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	1462,00
Accelerazione Ag/g	0,20	Periodo T'c (sec.)	0,38
Fo	2,52	Fv	1,51
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,40	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,55	Periodo TD (sec.)	2,39

La profondità del piano di posa della fondazione, -3.00 metri, è stata scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione è situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

1.1 STRUMENTI DI ANALISI

1.1.1 Normative di riferimento

Le strutture oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite ultimi (SLU) e di servizio (SLE).

I calcoli e la classificazione dei materiali sono stati eseguiti in osservanza alle seguenti disposizioni normative:

- Legge 05.11.71 n. 1086 Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- NTC 2018 – Norme Tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n°7 C.S.LL.PP. : Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 206-1:2021 Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104:2016 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Aprile 2015: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- DM 26 agosto 1992 – Norme di prevenzione incendi per l’edilizia scolastica

1.1.2 Unità di misura utilizzate

Le unità di misura con cui vengono definite le grandezze sono quelli del S.I.:

- Forze: newton, multipli e sottomultipli
- Lunghezze: metro, multipli e sottomultipli
- Temperatura: °C

1.1.3 Convenzioni sui segni

Le convenzioni sui segni sono espressamente dichiarate nei paragrafi che seguono.

1.1.4 Software di calcolo

Per le analisi della struttura ed in particolare, per la valutazione della risposta sismica, è stato messo a punto un modello numerico agli elementi finiti dell’opera che, con buona approssimazione riproduce la distribuzione delle rigidezze e delle masse della struttura reale.

Il modello numerico è stato implementato mediante il codice di calcolo Origine e Caratteristiche dei codici di calcolo della STS s.r.l.

<i>Produttore</i>	S.T.S. srl
-------------------	------------

Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2022
Nro Licenza	3671

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri

95030 Sant’Agata li Battiati (CT).

Affidabilità dei codici utilizzati

L’affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell’affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all’indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

1.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.2.1 Durabilità dell’opera

Secondo le NTC2018 le condizioni ambientali sono classificabili secondo tre condizioni:

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

La definizione delle classi di esposizione viene effettuata con riferimento alla norma UNI EN 206 § 4.1; la struttura in esame viene classificata all’interno dei seguenti gruppi:

XC4 – Ciclicamente bagnato e asciutto - Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua.

XD3 - Ciclicamente bagnato e asciutto - Superfici esposte a spruzzi contenenti cloruri.

XF4 – Elevata saturazione d’acqua con agente antigelo - Superfici esposte agli agenti antigelo.

Per la struttura in esame si farà quindi riferimento alle condizioni ambientali “molto aggressive”.

La tabella seguente della norma UNI-EN 11104-2016 restituisce la classe minima del calcestruzzo da impiegarsi in funzione delle classi di esposizione determinate:

prospetto 5 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo																		
UNI 11104:2016	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotte dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotte da cloruri						Attacchi da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
		XC0																
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)											b)	4,0 a)						
Altri requisiti	E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare a secondo UNI 9156										E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della tabella di riferimento alla UNI EN 206:2014 è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati. c)			
a) Quando il calcestruzzo non contiene una inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aereo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI EN196-1:2009 o, UNI EN196-1:2017 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. 1) Valore minima di una inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con 1) Cuggeri >20mm, per Cuggeri inferiori della stessa andrea opportunamente aumentato (ad esempio 6% per Cuggeri tra 12 mm e 16 mm). Qualora si rilevi opportuno impiegare calcestruzzo aereo anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classe XF2 e XF3. c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla norma UNI 9156. La UNI9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prevista in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1. d) Quando si applica il criterio di valore 1 il rapporto massico tra il conglomerato e il cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.																		

Per la classe C30/37, si associano le condizioni valide per l'intera struttura:

- massimo rapporto A/C : 0,45
- minimo contenuto in cemento: 360 kg/mc
- minimo contenuto in aria: 4%

Lo stato limite di fessurazione che viene adottato è da assumersi in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione come da tabella seguente:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _k	Stato limite	w _k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w ₂	apertura fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w ₁	apertura fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	≤ w ₁

in cui: w₁ = 0,2 mm ; w₂ = 0,3 mm ; w₃ = 0,4 mm

con armatura dichiarata poco sensibile.

Nei campi di impiego in esame si adottano le seguenti limitazioni:

- w_d < w₁ per combinazione di carico SLE caratteristica rara (in accordo con le prescrizioni del MdP RFI – Ponti e Strutture)

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati e le resistenze di calcolo assunte nelle verifiche, dedotte in base alla normativa adottata.

1.2.2 Calcestruzzo

MAGRONE

C12/15: fck>=12MPa; Rck >=15MPa
Classe di esposizione : X0

FONDAZIONI

C30/37: fck>=30MPa; Rck >=37MPa
Classe di esposizione : XC3
Classe di consistenza : S4
Rapporto A/C : <=0.50
Dosaggio minimo cemento : 340 kg/m³
Diametro massimo aggregati : 30 mm

STRUTTURE ELAVAZIONE

C30/37: fck>=30MPa; Rck >=37MPa
Classe di esposizione : XC3
Classe di consistenza : S4
Rapporto A/C : <=0.50
Dosaggio minimo cemento : 340 kg/m³
Diametro massimo aggregati : 30 mm
Classe di esposizione ambientale del calcestruzzo secondo le Norme
UNI 11104:2016 corrispondenti alle linee guida UNI EN 206-1:2016.
Elemento Copriferro minimo (mm) 5 mm

1.2.3 Acciaio per armature

TIPO ACCIAIO

B450C

Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450	MPa
Modulo elastico dell'acciaio	Es	210000	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio	γs	1,15	
Resistenza di progetto dell'acciaio	fyd	391,30	MPa

CRITERI DI PROGETTO																			
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'			CARATTER.COSTRUTTIVE						FLAG	
Crit N.ro	Elem.	% Rig Tors.	% Rig Fless	Classe CLS	Classe Acciaio	Mod. El kg/cmq	Pois son	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st	Lun sta	Li n.	App esi	
1	ELEV.	10	100	C30/37	B450C	328365	0,20	2500	ORDIN. XC1	SENSIBILE	0,00	2,5	4,1	16	8	100	1	0	
2	FOND.	10	100	C30/37	B450C	328365	0,20	2500	XC2/XC3	SENSIBILE	0,00	3,0	4,6	16	8	150	1		
3	PILAS	60	100	C30/37	B450C	328365	0,20	2500	ORDIN. XC1	SENSIBILE	0,00	2,5	4,3	20	8	90	1		

CRITERI DI PROGETTO																								
CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																								
Cri Nro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	σcRar	σcPer	σfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk
1	ELEV.	300,0	170,0	170,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	180,0	135,0	3600					2,0	0,08
2	FOND.	300,0	170,0	170,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	180,0	135,0	3600					2,0	0,08
3	PILAS	300,0	170,0	170,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,3	0,2	180,0	135,0	3600					2,0	0,08

Altri parametri di resistenza dei suddetti materiali verranno dedotti in base alle prescrizioni normative.

1.3 Geometria della struttura

La struttura in esame è in calcestruzzo armato gettato in opera ed è costituita da parti, giuntate tra loro.

Il blocco aule ha una struttura intelaziata in c.c.a con pilastri di sezione 30x80 e travi 30x60 con travi a spessore di sezione 50x30 e 100x30. Il solaio è latero cementizio di spessore 25+5.

Il blocco palestra e auditorium, anche esso realizzazto in c.c.a ha coperture di grande luce ed è stato scelto il sistema VERSTRUT.

Il solaio con il sistema VERSTRUT ha una struttura reticolare spaziale formata da piramidi semiottaedriche irregolari , con modulo di base rettangolare di 300 x 300 cm ed altezza pari a 80 cm, sugli elementi verticali resistenti.

I giunti a cerniera tipo «vestrut», di forma sferica, sono in acciaio bonificato tipo 39NiCrMo3, di diametro esterno pari a 120 mm, ottenuti mediante stampaggio a caldo con successiva coniatura, composti da due calotte ed una piastra centrale dotate di fessure ed alloggiamenti per consentire l'inserimento dei terminali con testa “a martello” avvitati alle aste (v. Fig. 2).

Le aste sono di forma tubolare a sezione cava, regolabili, di diametro, spessore e lunghezza variabile, in acciaio tipo Fe510, provviste per ogni estremità di rastremature e/o raccordi tronco-conici avvitati, in acciaio bonificato C40, ai quali sono avvitati i terminali, con teste a martello, in acciaio bonificato tipo 39NiCrMo3, con filettatura M 28.

I vincoli interni, dopo il montaggio, offrono alle aste la possibilità di effettuare piccole rotazioni intorno ai nodi, il cui comportamento è, pertanto, assimilabile alla cerniera perfetta.

Tale caratteristica elimina la possibilità che nascano flessioni nelle aste, sollecitate esclusivamente a sforzo normale (naturalmente nell'ipotesi che i carichi esterni agiscano, correttamente, ai nodi).

La tipologia strutturale adottata permette, pertanto, l'esecuzione della maggior parte delle lavorazioni in officina (dove esistono condizioni ottimali per il lavoro e adeguate strumentazioni per il controllo delle saldature), riservando in cantiere solo il montaggio. Le lavorazioni prevalenti, cui devono essere sottoposti gli elementi di acciaio, sono: la marcatura, il taglio, la foratura, le saldature, il trattamento superficiale.

Le dimensioni massime degli elementi strutturali, interamente realizzati in officina, sono contenute e non porranno problemi di trasporto.

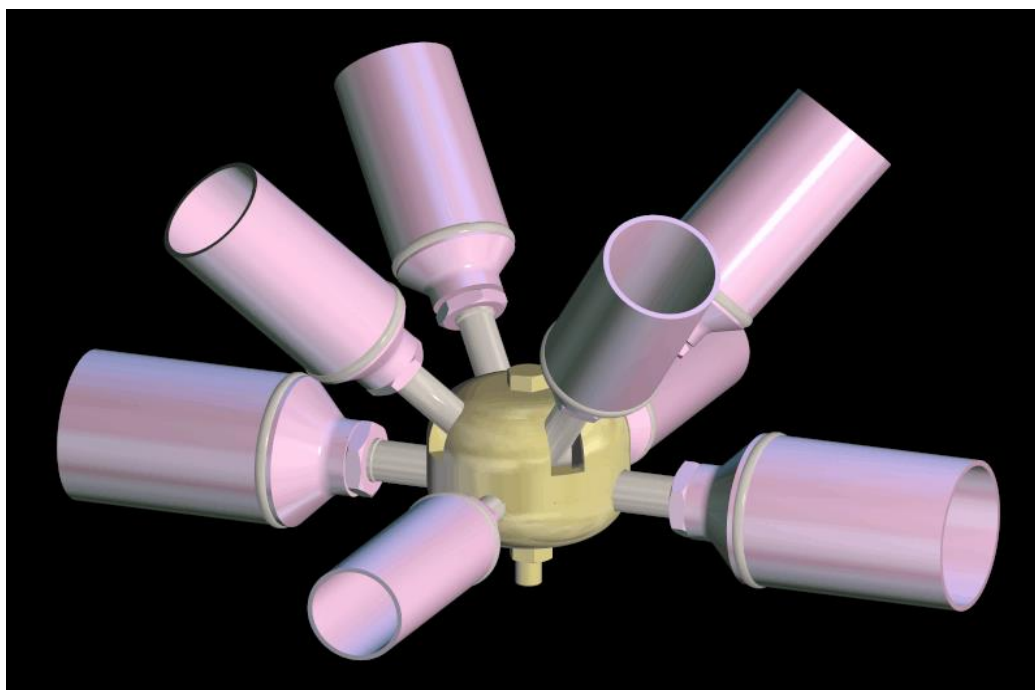


Figura 2

Sono previsti i seguenti materiali da impiegarsi nella costruzione:

Tubi (aste della travatura e pilastri)	Acciaio tipo Fe 510 ($\sigma_y = 355 \text{ N/mm}^2$) – UNI 7070
Lamiere (flange e costole di rinforzo)	Acciaio tipo Fe 430 ($\sigma_y = 275 \text{ N/mm}^2$)
Bulloni	Classe 10.9 ($\sigma_{b,y} = 900 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{b,y} = 636 \text{ N/mm}^2$)
Nodi tipo VESTRUT (della travatura reticolare spaziale)	Elementi di forma pressoché sferica, composti da due calotte e da una piastra centrale, di acciaio 39NiCrMo3 bonificato. I terminali, che collegano ai nodi le singole aste della travatura reticolare spaziale, sono di acciaio 39NiCrMo3 bonificato.
Profilati a sezione rettangolare (arcarecci della travatura reticolare)	Acciaio tipo Fe 360 ($\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$)

Per i materiali impiegati nella costruzione sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

- E = modulo di elasticità longitudinale dell'acciaio = 206 N/mm^2 ;
- G = modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio = 80 N/mm^2 ;

Per tutti gli elementi strutturali della travatura di acciaio è prevista un'adeguata protezione contro la corrosione, che consiste:

- per le aste della travatura reticolare e per tutte le parti del sottostante telaio spaziale: zincatura a caldo secondo UNI EN ISO 1461;
- per i giunti, le viti e i dadi: zincatura elettrolitica in bagno debolmente acido.

Il giunto sferico VESTRUT® è, dal punto di vista statico e tecnologico, una cerniera. Dopo il bloccaggio, tutte le aste convergenti nel nodo hanno possibilità di ruotare nello spazio.

Tutte le aste sono regolabili prima, durante e dopo aver effettuato il montaggio, senza alterare le tensioni all'interno della struttura.

La rotazione e la regolabilità delle aste rende possibile realizzare qualsiasi tipo di geometria, anche irregolare, utilizzando il solo nodo standard:

E' consentito l'avvitaggio contemporaneo nel nodo di massimo 12 aste utilizzando un'unica vite;

Sono escluse saldature per la realizzazione di tutti i collegamenti tra i componenti del sistema;

Tutti i componenti del sistema (giunti, terminali ed aste) sono ricavati mediante il solo stampaggio a caldo

Il sistema VESTRUT® è affidabile in quanto sono semplificati i trattamenti termici e protettivi dei singoli elementi in fase di produzione ed i controlli sui montaggi finali.

La caratteristica fondamentale del sistema VESTRUT® consiste nel realizzare la cerniera perfetta nel giunto di convergenza delle aste.

Tale particolarità è fondamentale nelle ipotesi di verifica statica dell'intera struttura reticolare spaziale.

Infatti, in sede di calcolo strutturale, i nodi di convergenza delle aste del reticolo spaziale sono ipotizzati come "cerniere perfette", al fine di limitare le caratteristiche di sollecitazione delle aste al solo "sforzo normale".

In caso contrario, nell'ipotesi di "nodi incastri", si verificherebbero sforzi aggiuntivi nelle aste dovuti a "taglio" e "momento" durante gli abbassamenti della struttura per effetto dei carichi accidentali.

Tale inconveniente avviene in quasi tutti gli altri collegamenti tridimensionali esistenti, in quanto essi sostanzialmente rappresentano dal punto di vista tecnologico degli "incastri".

Nel sistema VESTRUT® tutte le aste sono sottoposte esclusivamente al solo sforzo normale in qualsiasi condizione di carico.

Grazie alla caratteristica del nodo cerniera è possibile effettuare regolazioni delle aste sia prima del montaggio che dopo la posa in opera della struttura. I terminali avvitati alle aste hanno una filettatura destrorsa da un lato e sinistrorsa dall'altro. La regolazione avviene quindi mediante la rotazione delle aste intorno al proprio asse dopo averle inserite nel nodo.

Tali regolazioni hanno lo scopo di :

- correggere eventuali difetti dimensionali delle aste;
- creare superfici curve;
- realizzare controfrecce nella struttura;
- effettuare centraggi in corrispondenza degli appoggi.

Per effetto della caratteristica di nodo a cerniera è pertanto possibile:

- inserire nella stessa struttura aste di lunghezza diversa consentendo la realizzazione di strutture spaziali a doppio strato con moduli di base irregolari;
- variare l'altezza della struttura a doppio strato indipendentemente dalla dimensione del modulo di base, qualunque sia la geometria adottata.

L'avvitamento contemporaneo di tutte le aste convergenti nel nodo avviene mediante l'inserimento dell'unico perno centrale.

Nel caso di 8 aste convergenti si usa la piastra centrale standard.

Il sistema prevede l'inserimento di una piastra centrale optional che raccoglie i terminali di altre quattro aste di corrente per cui è possibile l'inserimento contemporaneo di dodici aste con un unico perno.

Per facilitare il montaggio contemporaneo, è possibile avvitare all'interno del nodo un dado tipo basso in modo da consentire il bloccaggio delle sole aste diagonali, indipendentemente da quelle di corrente.

Gli assemblaggi di tutti i componenti del sistema VESTRUT® avvengono senza l'uso di saldature: il collegamento del terminale all'asta avviene mediante avvitaggio sia direttamente sul tubo rastremato a caldo, sia attraverso un tappo filettato avvitato al tubo. Ciò rende il sistema affidabile in tutti i suoi componenti, in quanto l'assenza di saldature tra aste e coni di raccordo escludono i controlli radiografici richiesti dalla normativa.

Tutti i componenti del nodo VESTRUT® sono ottenuti esclusivamente con procedimento di stampaggio a caldo. Ciò rende omogenea la struttura molecolare dell'acciaio che li compongono,

essendo continua la disposizione delle fibre nella sua particolare forma. E' noto che le lavorazioni meccaniche con asportazione di truciolo determinano interruzioni nell'andamento delle fibre dell'acciaio, a svantaggio della omogeneità e della resistenza del materiale.

La particolare forma del giunto VESTRUT® in tre elementi consente di ottenere un trattamento termico omogeneo in tutte le sue molecole, in particolare quando si raggiungono dimensioni tali da non consentire rinvenimenti al cuore del materiale.

I giunti VESTRUT® sono sottoposti a trattamento di zincatura elettrolitica per tutta la loro superficie: quando i nodi presentano fori filettati l'accumulo di acidi all'interno di essi nel corso del trattamento, determinano zone ossidate sul prodotto trattato.

1.4 Criteri di calcolo

In ottemperanza alle NTC 2018 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

1.5 Criteri di progettazione e modellazione

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti e' stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare. L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di comportamento. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

- Legame parabola rettangolo per il cls
- Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
 - *Combinazioni di carico adottate*

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018. Gli elementi finiti utilizzati per discretizzare la struttura sono elementi finiti bidimensionali piani del tipo "shell" in regime combinato di flessione e membrana. Si è tenuto conto dell'interazione tra terreno e struttura ipotizzando che il terreno, funzionante alla Winkler, fornisca al sistema di fondazione un contributo di rigidezza dovuto alle molle elastiche distribuite sulla superficie di contatto tra strutture di fondazione e sottosuolo. Le costanti di sottofondo adottate

per la modellazione sono direttamente applicate agli elementi shell della soletta di fondazione e sono pari a:

$$k_{w,vert} = 200 \text{ kN/m}^3 \quad \text{costante di sottofondo verticale}$$

1.6 Analisi dei carichi

Si analizzano dapprima i singoli elementi di carico che verranno poi assemblati nelle combinazioni di normativa analizzate in seguito, con riferimento allo schema statico adottato.

1.6.1 Azioni permanenti

1.6.1.1 Pesì propri delle strutture

Il peso proprio degli elementi strutturali (*CdC 1*) viene automaticamente calcolato dal software, una volta assegnata la geometria dell'elemento ed il peso specifico del materiale. In particolare, per il cemento armato è stato assegnato un peso specifico pari a 25 kN/m^3 .

1.6.2 Azione sismica

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_o : 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;

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Sul modello di calcolo è stata eseguita un'analisi statica lineare che consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica.

La risposta della struttura nei riguardi dell'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle componenti dell'azione sismica; gli effetti sulla struttura, in termini di sollecitazioni e spostamenti, sono poi combinati applicando le seguenti espressioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

$$0.30 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 1.00 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e cambio dei segni. La verifica degli elementi appartenenti all'impalcato sarà condotta allo SLV. Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali dovuti al peso proprio della struttura (G1), ai sovraccarichi permanenti (ricoprimento) (G2) e ad un'aliquota dei carichi variabili:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove i coefficienti ψ_2 sono presi dalla tab. 5.2.V più avanti riportata, in particolare per i carichi variabili dovuti al transito dei treni si è assunto un coefficiente ψ_2 pari a 0,2.

In funzione dei carichi sopra definiti, il software di calcolo utilizzato consente di assegnare la massa sismica alla struttura, convertendo direttamente i carichi in massa in funzione del coefficiente di partecipazione attribuito a ciascun carico.

Sono state prese in considerazione le seguenti condizioni di carico elementari:

- Sisma in direzione Y (CdC 16);
- Sisma in direzione Z (CdC 17);

Il sisma in direzione X (parallelo all'asse dell'impalcato) risulta trascurabile in quanto il manufatto è sostanzialmente impossibilitato a spostarsi in tale direzione.

Nella successiva fase di progettazione esecutiva saranno prese in considerazione anche le combinazioni SLD per il controllo tensionale.

L'analisi effettuata è di tipo statica equivalente. Le azioni sismiche calcolate automaticamente dal software, relative alle strutture di fondazione e di elevazione in c.a. sono state sommate alle spinte sismiche orizzontali dei terreni a tergo delle spalle. La spinta orizzontale sismica dovuta al peso del terreno è calcolata nel seguente paragrafo.

PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	III Cu=1.5
Longitudine Est (Grd)	14,16698	Latitudine Nord (Grd)	40,95322
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
Tipo Intervento	ADEGUAMENTO	Tipo Analisi Sismica	LINEARE
Livello Sicurezza Min. (%)	100		
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,33
Fo	2,38	Fv	0,82
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,17
Periodo TC (sec.)	0,50	Periodo TD (sec.)	1,86
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,16	Periodo T'c (sec.)	0,37
Fo	2,46	Fv	1,32
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,47	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,54	Periodo TD (sec.)	2,23
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	1462,00
Accelerazione Ag/g	0,20	Periodo T'c (sec.)	0,38
Fo	2,52	Fv	1,51
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,40	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,55	Periodo TD (sec.)	2,39

1.7 Combinazioni di carico

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono eseguite in riferimento allo stato limite ultimo di tipo strutturale (STR) corrispondente al raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite Ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned}\text{STR-SLU} &\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \\ \text{STR-SLV} &\Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}\end{aligned}$$

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo sismico devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente ψ_{2i} sono quelli riportati nella tabella 5.2.VI della norma; la stessa propone nel caso di ponti ferroviari di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2i} = 0.2$.

Ai fini delle verifiche degli Stati Limite di Esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\begin{aligned}\text{Quasi permanente} &\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \\ \text{Rara} &\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}\end{aligned}$$

La comb. Frequente viene trascurata in quanto non rilevante per le verifiche dei ponti ferroviari secondo quanto prescritto dal Manuale di Progettazione RFI.

1.7.1 Combinazioni di carico adottate

Le azioni descritte nel paragrafo 2.4, applicate mediante i relativi gruppi di carico e le condizioni di carico del paragrafo 2.5, sono state combinate tra loro con i corrispondenti coefficienti di combinazione ottenendo così tutte le combinazioni adottate per le verifiche, somma di quelle agli stati limiti statici (ultimi e di esercizio) e di quelle agli stati limiti sismici (SLV). L'Approccio adottato è Approccio 2, utilizzando quindi i coefficienti A1 della Tabella 5.2.V. Le combinazioni di carico sono state assunte per entrambi i tipi di carico LM71 e SW2.

L'elenco completo delle combinazioni di carico è riportato di seguito.

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Amb.affol.	1,50	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Coperture	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Amb.affol.	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Corr. Tors. dir. 90	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.			
DESCRIZIONI	31	32	33
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00
Var.Amb.affol.	0,60	0,60	0,60
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Amb.affol.	1,00
Var.Coperture	1,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

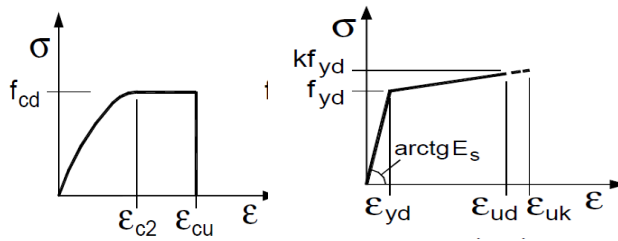
COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Amb.affol.	0,70
Var.Coperture	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Amb.affol.	0,60
Var.Coperture	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

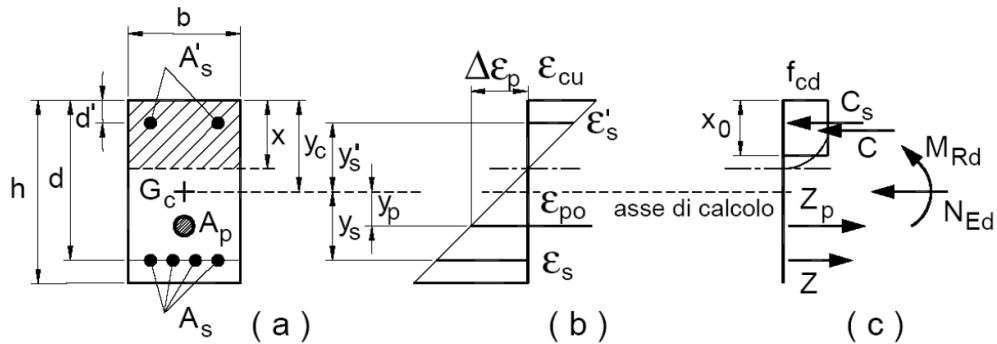
1.8 Verifiche allo SLU

1.8.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

1.8.2 Taglio

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio V_{Ed} è pari ai massimi valori del taglio sollecitante derivante dall'analisi per i vari elementi strutturali. Per tutti gli elementi strutturali il massimo taglio si riscontra in corrispondenza della sezione di attacco tra l'elemento stesso e quello ad esso ortogonale.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$;
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

in cui:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a $0.5 f_{cd}$;
- α è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- θ è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

1.9 Verifiche agli SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio, il livello tensionale nei materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

1.9.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel MdP RFI.

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$

1.9.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel MdPRFI.

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure δ_f dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate dal DM 17.1.), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite $w_1=0.20 \text{ mm}$ sia per le parti in elevazione che per

quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.

1.10 RISULTATI DELL'ANALISI

Di seguito si riportano gli inviluppi delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni relative agli stati limite considerati.

Per quanto riguarda le sollecitazioni e di tipo flessionale e di tipo tagliante, nonché i cedimenti fondali si rimanda al fascicolo dei calcoli, così come i risultati relativi alla portanza delle travi.

Le verifiche di stabilità del terreno e delle strutture di fondazione sono state eseguite con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno.

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa, oltre che l'ipotesi di appoggi a livello.

Le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione

$$Ed < Rd$$

essendo Ed il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

Le opere in progetto, in particolare le dimensioni dell'insieme dell'opera ha quindi condizionato la scelta della tipologia delle strutture di fondazione che sono state realizzate in cemento armato, con platea, di altezza 40 cm, in modo tale da assicurare elevata inerzia ed evitare cedimenti differenziali, rendendo valida l'ipotesi di appoggio a livello, in modo tale da non indurre rilevanti stati di sollecitazione aggiuntive.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
- Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

- Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2018 sono state combinate, applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

- I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

- Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**

- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17 gennaio 2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

Si è inoltre concordato le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.20188 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2019 n. 7 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- | | |
|---|----------------------------|
| • carichi verticali uniformemente distribuiti | q_k [kN/m ²] |
| • carichi verticali concentrati | Q_k [kN] |
| • carichi orizzontali lineari | H_k [kN/m] |

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune coperte fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —

* 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

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento; in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x

MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3
- verifiche tensionali per le sezioni in legno

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si fa riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7/2019 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni $\leq 150\text{mm}$ ± 5 mm

- Per dimensioni $\leq 400 \text{ mm} \pm 15 \text{ mm}$
- Per dimensioni $\geq 2500 \text{ mm} \pm 30 \text{ mm}$

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 17/01/2018 e relative Istruzioni.

MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

• CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.

Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine

Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione

Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche, utilizzata per effettuare le analisi sismiche di tipo PUSHOVER con le modalità previste dal D.M. 17/01/2018 e s.m.i.

Per gli elementi strutturali bidimensionali quali pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche viene utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico viene modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipenderà quindi dalla forma e densità della MESH, si ricorda che il calcolo agli elementi finiti è per sua natura un calcolo approssimato.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

La precisione nel calcolo delle tensioni è inferiore a quella ottenuta nel calcolo degli spostamenti, inoltre è fortemente dipendente dalla mesh.

Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio, mentre per le azioni dovute al sisma ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica, sulle risultanti agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale.

Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o modellando la soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche possono essere ottenute sia da analisi statiche equivalenti che da analisi dinamiche modali.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale, in particolare per le connessioni tra aste in acciaio o legno.

Il modello di calcolo può tenere in conto o meno dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali con elementi pinto, trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari.

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• **COMBINAZIONI DI CALCOLO**

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 NTC 2008; queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (2.5.1)
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6):

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono 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 parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2018

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_2 sono riportati nella Tabella 2.5.I

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

• AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONE SISMICA

Ai fini delle NTC 2018 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.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2019 n. 7.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

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.

le temperature dell'aria esterne § 3.5.2, dell'aria interna § 3.5.3 e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali § 3.5.4 viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2008.

NEVE

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

$$q_s = \mu_i$$

$$q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al § 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali, che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti, solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, quando ciò è richiesto da specifiche esigenze strutturali, la resistenza al fuoco, verrà determinata sulla base delle indicazioni di cui al § 3.6.1 delle NTC.

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

In generale sulle pareti del cantinato, agiscono le spinte del terreno. In sede di valutazione di tali carichi, dato che non c'è grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, si è adottato una tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione 2019 con licenza chiave n° LICENZA 3671 intestata al sottoscritto, prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l. Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri 95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018** l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Si allega alla presente i test sui casi prova forniti dalla S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti. La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo, come riportato nelle modellazioni 3D che seguono.

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

San Nicola la Strada 14.02.2025

Il progettista

UFFICIO TECNICO COMUNALE