

COMMITTENTE:

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

Via del Teatro Romano, 17 - 34121 Trieste

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Silvia Angeli

REALIZZAZIONE DELLA NUOVA SEDE DELL'UFFICIO IMMIGRAZIONE DELLA QUESTURA DI TRIESTE PRESSO IL COMPEDIO DENOMINATO "CASERMA DUCHESSA D'AOSTA" SITO IN VIA PIETRO MASCAGNI, 9 - TRIESTE

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E GEOTECNICA SULLE FONDAZIONI

REVISIONE	DATA	MOTIVO	CALCOLATO	ESEGUITO	VERIFICATO
01	Maggio 2024	Modifiche richieste dal committente	SCT	SCT	VAL
00	Gennaio 2023	Prima emissione	SCT	SCT	VAL

REDAZIONE PROGETTO:



ESSE TI ESSE INGEGNERIA s.r.l.

Sede legale: via P. Bronzetti, 30 - 35138 PADOVA
Sede operativa: via Armistizio, 135 - 35142 PADOVA
Tel. 049 8808237
e-mail: progettazione@essetiense.it



Sistema di Gestione per la
Qualità certificato in accordo
alla norma UNI EN ISO 9001

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Pierangelo Valerio

SCALA:

-

DATA:

Gennaio 2023

ALLEGATO N.

1.3

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA	3
2.1	INDAGINI IN SITU	4
3	stato di fatto	4
4	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
5	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
6	GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI.....	7
7	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	8
7.1	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO (C.A.N.)	8
7.2	STRUTTURE IN ACCIAIO	8
7.3	CONNESSIONI ALLE STRUTTURE IN C.A.	9
7.4	BLOCCHI CASSERO IN LEGNO MINERALIZZATO	9
8	ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI	11
8.1	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO.....	11
8.2	TIPOLOGIA DEL TERRENO.....	12
8.3	CARATTERISTICHE SULLA TOPOGRAFIA.....	12
8.4	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	12
9	AZIONI SULLE COSTRUZIONI	15
9.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	15
9.2	AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	16
9.2.1	Stati limite ultimi.....	16
9.2.2	Stati limite di esercizio	16
9.2.2.1	Verifica di deformabilità.....	16
9.3	ANALISI DEI CARICHI.....	17
9.3.1	Azione della neve	17
9.3.2	Azione del vento.....	17
9.3.3	Carichi permanenti e accidentali	18
9.4	DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	20
9.4.1	Vita nominale	20
9.4.2	Classe d'uso.....	20
9.4.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	20
9.4.4	Tempo di ritorno.....	20
9.4.1	Spettri elastici per il sito in oggetto.....	22
9.4.2	Metodo di analisi	23
9.4.3	Spettro di progetto	23
9.4.4	Risposta alle diverse combinazioni dell'azione sismica.....	24
9.5	COMBINAZIONI DI CARICO	24
9.6	MODELLO NUMERICO DI CALCOLO	25
10	VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE	26
10.1	SOLAIO A LASTRE PREDALLES.....	26
10.2	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DELLE PARETI	30
10.2.1	Parete tipologica di lunghezza unitaria	30
11	VERIFICHE SISMICHE	32

11.1	CARATTERISTICHE DINAMICHE	32
11.2	VERIFICHE DELLE PARETI ALLO SLV	33
11.2.1	Verifica a taglio delle pareti	37

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle strutture previste per il progetto definitivo per la realizzazione della **nuova sede dell'ufficio immigrazione della questura di Trieste** presso il compendio denominato "Caserma Duchessa d'Aosta" sito in **Via P. Mascagni n. 9 a Trieste**.

Il compendio di San Sabba "Caserma Duchessa d'Aosta", già sede della Polstrada e di altre funzioni della Polizia di Stato, di proprietà demaniale, assegnato in uso alla Polizia di Stato, presenta delle aree ancora inutilizzate in particolare la zona dell'ex campo di calcio e la zona della piscina, oggi ricoperta da una rigogliosa vegetazione.

Si ritiene che la zona dell'ex campo di calcio potrebbe essere utilmente impiegata per allocarvi la nuova sede degli uffici, atteso che l'area potrebbe essere accessibile in maniera indipendente dalla via Arrigo Boito, strada contrapposta all'attuale ingresso da via Mascagni

La relazione elenca le normative di riferimento utilizzate, riporta i carichi permanenti ed accidentali, specifica le caratteristiche dei materiali, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e dimostra le verifiche strutturali condotte, descritte attraverso la rappresentazione degli schemi di calcolo e la verifica delle sezioni caratteristiche.

2 INQUADRAMENTO GENERALE DELL'OPERA

L'edificio oggetto della presente relazione è sito in **Via P. Mascagni n. 9** a Trieste. **In Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** si identifica geograficamente l'area dell'ex campo da calcio in cui si prevede di realizzare la nuova struttura.



Figura 1 - Panoramica area lotto con indicazione dell'area dell'ex campo di calcio

2.1 INDAGINI IN SITU

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche-geotecniche del terreno di fondazione si rimanda alla relazione "Esecuzione di indagini geologiche e geotecniche ai fini della realizzazione di una palazzina ad uso della polizia di stato nel complesso demaniale della Caserma Duchessa d'Aosta in San Sabba a Trieste" redatta nel maggio del 2007 da GeoSyntech di Trieste.

Nel dettaglio sono stati eseguiti n. 5 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti fino a 15m dal piano campagna. Inoltre nel corso delle attività di perforazione sono state eseguite n. 15 prove S.P.T. in foro.

Si rimanda alla relazione specifica allegata per tutti i dettagli.

3 STATO DI FATTO

L'area era destinata all'attività sportiva. Il piano campagna si trova ad una quota di circa 32.40m, circa 3.00m sotto la quota del piazzale soprastante dominato dal volume dell'autorimessa e circa 3.00m sopra la quota di 29.40m riferita al corsello carraio che gira intorno alla caserma Duchessa D'Aosta. Attualmente l'area è destinata al parcheggio di autoveicoli.

4 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'intervento riguarda la realizzazione di 2 corpi indipendenti, con fondazione unica a platea, ma strutture portanti fuori terra indipendenti, separate da un giunto sismico di larghezza pari a 10cm.

Uno dei due corpi ospiterà gli uffici dell'immigrazione, l'altro l'archivio. Entrambi avranno struttura ad un piano. Le pareti saranno in c.a. gettate entro blocchi cassero in legno-cemento; le pareti perimetrali esterne avranno blocchi cassero in legno-cemento con isolamento integrato, mentre le pareti interne avranno blocchi cassero in legno cemento senza isolamento. Dove necessario saranno realizzati pilastri in c.a. di dimensioni 25x25cm. Il solaio di copertura verrà realizzato in lastre Predalles con alleggerimenti in polistirolo, con uno spessore complessivo di 25cm (4+16+5cm).

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto in osservanza delle **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** e Circolare esplicativa al D.M. 17/01/2018 del 21/01/2019 n°7 (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 – Suppl. Ordinario n. 5). Per quanto non compiutamente descritto nella suddetta, si è fatto riferimento alle seguenti normative (di comprovata affidabilità):

Strutture

- L. 5.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- CNR-DT 206-R1/2018 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno" per le parti non superate e non in contrasto con il D.M. 17/01/2018.
- Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- Eurocodice 3 Parte 1-1 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole per gli edifici".

Carichi e Sovraccarichi

- Eurocodice 1: "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture".

Normativa Sismica

- Delib. G.R. del Friuli Venezia Giulia del 06/05/2010 n° 845.
- Legge 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni in zone sismiche".
- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (pubbl. G.U. n°105), aggiornata di tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n.3431: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Eurocodice 8: "Regole progettuali per le strutture antisismiche".

Materiali

- Decreto Legislativo 16.06.2017 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.
- UNI EN 206-1/2016: "Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104/2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- D.M. 11/01/2017: "Adozione dei criteri ambientali per gli arredi per interni, per l'edilizia e per i prodotti tessili.
- UNI EN 10025: "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali";
- UNI EN 1090: "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio".

Relativamente alla realizzazione della struttura portante in pareti in blocco cassero di legno cemento occorre premettere che secondo parere espresso dal Servizio Tecnico Centrale del Cons. Sup. LL.PP. con voto n. 122 del 15.09.2009 ha riconosciuto che *"... il sistema costruttivo è riconducibile ad un sistema*

realizzato mediante pareti debolmente armate gettate in opera, con ricorso quindi ad una tecnologia riconducibile a lavorazioni usate nell'edilizia tradizionale".

Nello stesso parere si ammette che "... non rientra nell'ambito di applicazione degli artt. 1 e 7 della legge 64/74 (legge antisismica). Va altresì ribadito che non possono essere applicate integralmente a tale sistema le norme tecniche vigenti, in particolare per quanto riguarda le indicazioni relative a disposizioni e minimi di armatura, tipici delle costruzioni intelaiate, non applicabili alla tipologia costruttiva in esame".

E continua dicendo che:

"...per il calcolo di tali strutture occorre far riferimento alle regole generali di Scienza e Tecnica delle Costruzioni e per quanto applicabili alle norme tecniche vigenti. ... Tutto ciò ovviamente, nell'ambito della responsabilità del progettista".

"Il progettista può far riferimento a norme di comprovata validità facendo ricorso a scelte progettuali che devono essere sempre garantire il rispetto delle prescritte prestazioni e dei margini di sicurezza non inferiore a quelli fissati dalla normativa vigente".

"Non si esclude la possibilità di fare ricorso al sistema per la realizzazione di edifici in zona sismica ferma restando la necessità che il progettista dimostri la validità delle calcolazioni effettuate e dei materiali impiegati. L'equivalenza dei pannelli ottenuti con tale sistema a "pareti debolmente armate" deve essere dimostrata dal progettista con teorie di riconosciuta validità supportate da adeguate prove sperimentali."

Validazione del sistema costruttivo mediante prove sperimentali

Le pareti strutturali realizzate con i blocchi Isospan sono state oggetto di apposita campagna sperimentale condotta presso il Laboratorio Ufficiale Prove sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova. La resistenza ed efficienza delle pareti è stata provata sia con prove a rottura di presso-flessione eccentrica su pannelli snelli, che di compressione inclinata per verificarne la resistenza a tensioni combinate di taglio-compressione.

I risultati delle prove sperimentali sono riportati nei certificati di prova n. 29333/07 e 29905/07 rilasciati dal suddetto Laboratorio.

Validazione del sistema costruttivo mediante interpretazioni analitiche e simulazioni numeriche

I risultati delle prove sperimentali sono stati analizzati e interpretati all'interno di un apposito lavoro scientifico condotto dal Prof. R. Vitaliani e Ing. Roberto Scotta, rispettivamente Professore Ordinario e Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Padova.

Il lavoro di indagine è stato corredato con simulazioni numeriche in campo non lineare che hanno riprodotto le prove sperimentali, ampliandone il campo di validità. Ne sono derivate le proposte analitiche per la verifica strutturale delle pareti di cui si chiede approvazione che sono state utilizzate per la progettazione di edifici tipici. I risultati di tale studio sono stati sintetizzati nel compendio "*Le pareti in calcestruzzo gettate entro blocco cassero in legno mineralizzato - Il sistema costruttivo in legno cemento*", edz. Libreria Cortina, Padova, 4^a edizione rivista e aggiornata – gennaio 2020.

Il metodo di calcolo proposto in suddetto manuale per la resistenza alle azioni sismiche è conforme alle indicazioni contenute nella ETAG 009 (Giugno 2002) rilasciato dalla EOTA (European Organisation for Technical Approvals): annex B - frame model.

Tutto ciò premesso, nella progettazione dell'edificio in questione e per le verifiche di resistenza delle sue pareti si è fatto riferimento al citato manuale ritenendo che tale documento, insieme alla sperimentazione e studio analitico su cui si fonda, costituisca il supporto teorico e sperimentale di riconosciuta validità richiesto dal citato parere del Servizio Tecnico Centrale.

6 GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO E ANALISI

La verifica delle strutture è eseguita con il metodo degli stati limite (S.L.U. e S.L.E.). Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e la verifica delle varie sezioni caratteristiche sono stati condotti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

L'analisi strutturale è stata effettuata con l'ausilio di modelli fem. In conformità al paragrafo §10.1 del DM 17/01/2018 si specifica quanto segue:

Caratteristiche dell'analisi:

Tipo di analisi: linear static / eigenvalue / response spectrum

Algoritmi risolutivi: Solution Method

Normative per la verifica e il progetto: vedere relazione di calcolo §2

Combinazioni dei carichi: vedere relazione di calcolo §5.4.3

Titolo, autore, produttore, distributore, versione, estremi della licenza:

Titolo: MIDAS/Gen

Versione: Release 2019 v.1.2

Produttore: MIDAS IT

Distributore: CSPFea soc.coop., via Zuccherificio 5/d, Este (PD) www.cspfea.net

Utente: T14 Associati

Codice Licenza: BD5E8RTGCPGJLIRL

Documentazione a corredo del programma:

Il software utilizzato mette a disposizione una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati ed in particolare:

- a. manuale delle basi teoriche e degli algoritmi utilizzati (Theoretical manual)
- b. manuale di utilizzo del software (Getting Started Manual)
- c. casi di prova (Validation Manual)
- d. individuazione dei campi di impiego

Affidabilità e validazione del codice utilizzato

- le analisi effettuate: linear static analysis, eigenvalue analysis, response spectrum analysis rientrano tra le analisi consentite e per le quali il codice di calcolo è stato testato.
- il produttore opera con sistema di qualità certificato: Certificato ISO 9001: 2015, Certificato ISO 14001:2015
- Midas IT verifica costantemente la qualità e l'affidabilità del codice di calcolo durante le fasi di sviluppo attraverso procedure di qualità (chiamate da Midas MQC) e utilizza specifiche procedure in caso di identificazione di bug (errori di programmazione) descritte nel Documento Procedure Qualità.

Informazioni generali sull'elaborazione

Ai fini della valutazione dell'affidabilità e la validazione del codice di calcolo sono stati fatti calcoli sulla base di schemi statici semplificati al fine di avere una stima delle sollecitazioni di progetto da confrontare con quelle ottenute mediante il codice di calcolo. Tali valutazioni si sono rivelate in linea con i valori di output prodotti dal software, validando pertanto l'analisi effettuata.

7 PROPRIETA' DEI MATERIALI

7.1 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO (C.A.N.)

I materiali impiegati nella composizione del calcestruzzo armato normale, rispondenti ai requisiti delle norme UNI EN 206-1/UNI 11104, sono caratterizzati dalle seguenti caratteristiche prestazionali:

Ferro d'armo per opere in C.A.:

B450C	
$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	(resistenza caratteristica a snervamento)
$f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ MPa}$	(resistenza di calcolo a snervamento)
$E_s = 206 \text{ GPa}$	(modulo di elasticità)

Calcestruzzo per strutture di fondazione (platea e cordoli di rialzo):

classe C25/30 MPa	
$f_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.90 \text{ MPa}$	(resistenza caratteristica a compressione)
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$	(resistenza di calcolo a compressione)
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.5 = 1.19 \text{ MPa}$	(resistenza di calcolo a taglio)
classe di esposizione XC2	(ambiente bagnato, raramente asciutto)
classe di consistenza S4	(fluida)
dimensione massima aggregato 25 mm	

Calcestruzzo per strutture in elevazione (solai):

classe C25/30 MPa	
$f_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.90 \text{ MPa}$	(resistenza caratteristica a compressione)
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$	(resistenza di calcolo a compressione)
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.5 = 1.19 \text{ MPa}$	(resistenza di calcolo a taglio)
classe di esposizione XC1	(ambiente asciutto o permanentemente bagnato)
classe di consistenza S4	(fluida)
dimensione massima aggregato 20 mm	

Calcestruzzo per getto entro pareti cassero in legno cemento:

classe C25/30 MPa	
$f_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.90 \text{ MPa}$	(resistenza caratteristica a compressione)
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.8 = 13.83 \text{ MPa}^*$	(resistenza di calcolo a compressione)
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / 1.8 = 0.99 \text{ MPa}^*$	(resistenza di calcolo a taglio)
classe di esposizione XC1	(ambiente asciutto o permanentemente bagnato)
classe di consistenza S4	(fluida)
dimensione massima aggregato 16 mm	

* Si evidenzia che per il calcestruzzo si è utilizzato un fattore di sicurezza pari a 1.8

7.2 STRUTTURE IN ACCIAIO

Acciaio in profili laminati a caldo e stampati a freddo.

Acciaio per carpenteria tipo S275JR

$f_d = 275 \text{ MPa}$	(tensione di snervamento)
$f_t = 430 \text{ MPa}$	(tensione di rottura)
$E_s = 210 \text{ GPa}$	(modulo di elasticità)

Collegamenti bullonati ed unioni saldate:

Bulloni : vite classe 8.8, dado 8

$f_{tb} = 800 \text{ MPa}$ (tensione di rottura)
 $f_{yb} = 649 \text{ MPa}$ (tensione di snervamento)

Saldature in officina:

saldatura manuale ad arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2011, in accordo con la norma UNI EN ISO 9692-1:2013 e definite al § 4.2.8.2 NTC 17 gennaio '18.

Classe di esecuzione EXC2 secondo UNI EN 1090

(Classe di Conseguenza CC2 secondo EN 1991-1-7, Categoria di Servizio SC1 in quanto strutture e componenti con connessioni progettate per azioni sismiche nelle regioni con bassa attività sismica, Categoria di Produzione CP1 in quanto componenti saldati realizzati da prodotti di acciaio di classe minore a S355)

Tolleranze geometriche secondo l'allegato D della UNI EN 1090-2

Criterio di accettazione per le imperfezioni delle saldature secondo la EN 1090-2, con riferimento alla EN ISO 5817 – Livello di qualità C

Strutture zincate a caldo

7.3 CONNESSIONI ALLE STRUTTURE IN C.A.

Resine per fissaggi strutturali certificate per azioni sismiche tipo "Fischer FIS V" o equivalenti; viti per calcestruzzo tipo "Fischer Ultracut FBS II" o equivalenti; tasselli meccanici tipo "Fischer FAZ II" o equivalenti.

7.4 BLOCCHI CASSERO IN LEGNO MINERALIZZATO

Blocchi cassero in legno mineralizzato tipo "Isospan" o equivalente, tipo N25 (senza isolamento) e S36.5/13.5 con isolamento termico integrato. A seguire si riporta un estratto della scheda tecnica con i dati tecnici principali.



	Dati tecnici					Dati fisici			
	Tipo di blocco	Larghezza Altezza Lunghezza	Spessore camera di calcestruzzo	Fabbisogno di calcestruzzo	Fabbisogno di blocchi	Peso parete senza intonaco	R	U	Rw
		cm	cm	Lt/m ²	pezzi/m ²	kg/m ²	m ² K/W	W/m ² K	dB
S 25/6 SILVER Normale	S 25/6 SILVER Normale	25	12	97	3,20	281,1	2,38	0,393	52
		25							
S 25/6 SILVER Angolo	S 25/6 SILVER Angolo	25			3,20				

$A_{cls} = 1260 \text{ cm}^2/\text{m}$

Interasse montanti: $i_m = 25 \text{ cm}$

Interasse trasversi: $i_t = 25 \text{ cm}$

Spessore nucleo cls: $t = 15 \text{ cm}$

Spessore efficace cls: $t_{eff} = 12.60 \text{ cm}$

Area montanti: $A_m = 315 \text{ cm}^2$

Area trasversi: $A_t = 80 \text{ cm}^2$

Altezza traversi: $h = 8\text{cm}$

Lunghezza traversi: $l = 4\text{cm}$



	Dati tecnici						Dati fisici			
	Tipo di blocco	Larghezza Altezza Lunghezza	Spessore camera di calcestruzzo	Fabbisogno di calcestruzzo	Fabbisogno di blocchi	Peso parete senza intonaco	R	U	Rw	
		cm	cm	Lt/m ²	pezzi/m ²	kg/m ²	m ² K/W	W/m ² K	dB	
	N25 Normale	25 25 125	16	130	3,20	364,3	0,98	0,810	0,874	56
	N25 Angolo	25 25 125			3,20					
PER PARETE SOTTILE blocchi normali e per angoli			Spessore 25 cm senza coibentazione integrata							

$$A_{cls} = 1344\text{cm}^2/\text{m}$$

Interasse montanti: $i_m = 25\text{cm}$

Interasse traversi: $i_t = 25\text{cm}$

Spessore nucleo cls: $t = 16\text{cm}$

Spessore efficace cls: $t_{eff} = 13.44\text{cm}$

Area montanti: $A_m = 336\text{cm}^2$

Area traversi: $A_t = 89.7\text{cm}^2$

Altezza traversi: $h = 11\text{cm}$

Lunghezza traversi: $l = 4\text{cm}$

8 ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

8.1 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Per quanto riguarda le caratteristiche geologiche-geotecniche del terreno di fondazione si rimanda alla relazione "Esecuzione di indagini geologiche e geotecniche ai fini della realizzazione di una palazzina ad uso della polizia di stato nel complesso demaniale della Caserma Duchessa d'Aosta in San Sabba a Trieste" redatta nel maggio del 2007 da GeoSyntech di Trieste. Nel dettaglio sono stati eseguiti n. 5 sondaggi a rotazione a carotaggio continuo spinti fino a 15m dal piano campagna. Inoltre nel corso delle attività di perforazione sono state eseguite n. 15 prove S.P.T. in foro.

A seguire si riporta qualche informazione riportata all'interno della relazione sopracitata; per tutti i dettagli si rimanda alla relazione specifica.

Relativamente all'assetto geomorfologico dell'area, l'ambito di progetto interessa una fascia debolmente acclive compresa tra il Monte San Pantaleone e le pendici del rilievo collinare di S. Maria Maddalena Inferiore, morbide morfologie che collegano l'altopiano carsico con la linea di costa. Il comprensorio, che non mostra evidenze di dissesto geostatico, ha le proprie pendici orientate in direzione Sud con inclinazione media di circa 5°-7°, mentre la morfologia appare pesantemente obliterata dai recenti interventi antropici che hanno portato, con rilevanti opere di sbancamento e riporto, alla realizzazione di un ampio piazzale nella parte settentrionale dell'area indagata.

[...]

Nell'area non è presente alcun corso d'acqua, né alcuna sorgente diffusa o puntuale.

[...]

Dal punto di vista geodinamico l'area si può definire priva di rischio, nonostante la sua vicinanza con una fascia ad elevata sismicità che comprende la pianura friulana, la Slovenia, l'area del bellunese, del Cansiglio e della Carinzia, nota per il loro elevato grado di sismicità.

[...]

Le litologie proprie dell'area in esame sono caratterizzate da un basamento roccioso flyschoide, presente a profondità di circa -4.20 ÷ -7.00m dal piano campagna, sovrastato da depositi sciolti essenzialmente grossolani.

La successione litostratigrafica di riferimento riconosciuta nell'area, distinta in tre diverse litologie, è di seguito meglio illustrata con una breve descrizione procedendo dalla superficie topografica verso le maggiori profondità del sottosuolo.

1. primo strato di materiali antropici di riporto, con potenze inferiori al metro nell'area settentrionale e spessori maggiori pari a circa 2.3÷3.5 m nell'area centrale;
2. secondo strato di potenza variabile tra circa 3.5 m e 4.6 m caratterizzato da terreni eluvio-colluviali di alterazione del sottostante basamento flyschoide, con clasti arenacei e marnosi in matrice limoso-sabbioso-argillosa che rappresentano il *Complesso C1*;
3. terzo strato di potenza variabile tra circa 2.2 e 4.3 m caratterizzato dalla presenza di *Flysch alterato*, con alternanza di marne e arenarie alterate e fratturate che rappresentano il *Complesso C2 - Tipo T3*;

4. quarto strato che raggiunge la quota di fondo foro, caratterizzato da alternanze di arenarie e marne di potenza centimetrica talora decimetrica di colore grigio (*Flysch integro*), appartenente al *Complesso C3 - Tipo T3*.

Terreni antropici di riporto costituito da sedimenti limo argillosi con sabbia e ghiaia

Complesso C1

Depositi eluvio-colluviali, terreni vegetali e di alterazione;

Complesso C2 – Tipo T3

Flysch marnoso-arenaceo alterato, degradato, fratturato e decollassato, caratterizzato da alternanza di marne ed arenarie centimetriche di colore giallo-ocraceo, in cui è riconoscibile l'originaria struttura dell'assise rocciosa;

Complesso C3 – Tipo T3

Flysch marnoso-arenaceo integro, caratterizzato da alternanze di arenarie e marne centimetriche, talora decimetriche, di colore grigio-azzurro, con presenza di calcite.

<i>Litotipo</i>	γ (t/m ³)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)
<i>Terreni antropici di riporto</i>	1.80	0.14	26
<i>Complesso C1 - Terreni eluvio-colluviali</i>	1.90	0÷0.1	18÷25
<i>Complesso C2 – Tipo T3 - Flysch alterato</i>	2.35	0.3	20÷22
<i>Complesso C3 – Tipo T3 - Flysch integro</i>	2.40	1.0	25÷30

8.2 TIPOLOGIA DEL TERRENO

In base a quanto indicato nella relazione sopracitata, il terreno di fondazione può essere classificato in **categoria A** secondo quanto previsto dalle NTC 18 al § 3.2.2.

8.3 CARATTERISTICHE SULLA TOPOGRAFIA

La topografia del sito sul quale sorge l'edificio rientra in una categoria di **tipo T2** "In corrispondenza della sommità di un pendio".

8.4 CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO

La capacità portante del terreno viene determinata applicando la combinazione stabilita dall'NTC18 al §6.4.2 per le fondazioni superficiali, ossia:

A1+M1+R3

con:

- A1: coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU – GEO (Tab. 6.2.I);

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

- M1: coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici (Tab. 6.2.II);

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

- R3: coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I).

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

A seguire si riporta il calcolo del carico limite del terreno per la nuova platea di fondazione.

TERRENO

Calcolo capacità portante del terreno secondo Brinch e Hansen

$$Q_t = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{---} \quad Q_t = 5,14c_u(1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + \gamma D$$

Fondazione

B =	1.000 m	(larghezza fondazione)
L =	10.000 m	(lunghezza fondazione)
D =	0.500 m	(profondità imposta fondazione)
N =	0.000 kN	(componente verticale carico)
V =	0.000 kN	(componente orizzontale carico)
e _B =	0.000 m	(eccentricità di carico rispetto alla base)
e _L =	0.000 m	(eccentricità di carico rispetto alla lunghezza)

Fattori di forma

s _q =	1.049
s _c =	1.053
s _γ =	0.960

Fattori di profondità

k =	0.500
d _q =	1.154
d _c =	1.200
d _γ =	1.000

Fattori di inclinazione del piano di posa

b _p =	1.000
b _c =	1.000
b _γ =	1.000

Fattori di inclinazione del terreno

g _q =	1.000
g _c =	1.000
g _γ =	1.000

Resistenza a rottura terreno

Q_t = 0.592 MPa (pressione rottura terreno)

Resistenza di progetto

γ _M =	1.00	(coefficiente di sicurezza)
γ _R =	2.30	(coefficiente di sicurezza)

R_d = 0.257 MPa (resistenza di progetto terreno)

Terreno

φ =	26.0 °	(angolo attrito)
c _u =	0.014 MPa	(coesione)
terreno dotato di attrito e coesione		
γ =	18.000 kN/mc	(peso specifico terreno)
c _a =	0.001 MPa	(adesione lungo la base della fondazione)
δ =	0.000 °	(angolo di attrito terreno-fondazione)
η =	0.000 °	(inclinazione del piano di posa)
β =	0.000 °	(inclinazione del pendio)
q =	0.009 MPa	(pressione peso terreno)

Fattori di capacità portante

k _p =	2.561	
N _q =	11.854	(coeff. profondità)
N _c =	22.254	(coeff. peso fondazione)
N _γ =	7.941	(coeff. coesione)

Fattori di inclinazione del carico

B' =	1.000
L' =	10.000
A _{eff} =	10.000 mq
i _q =	1.000
i _c =	1.000
i _γ =	1.000

9 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

9.1 COMBINAZIONE 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 (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$
- 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 (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Con:

- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q azioni variabili;
- E azioni sismiche.

Nelle combinazioni sono indicati con il pedice k i valori caratteristici, senza pedice k i valori nominali.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
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

Tabella 1 - Valori dei coefficienti di combinazione

Per i solai di copertura si è adottato un valore di ψ_{2j} pari a 0.0 (neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.).

9.2 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite sono state eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite sopra.

9.2.1 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

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali G_2 ⁽¹⁾	Favorevoli	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

⁽¹⁾ 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 validi per le azioni permanenti.

dove:

- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali si è seguito l'approccio 2 previsto dalla normativa, ossia si è impiegata un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

9.2.2 Stati limite di esercizio

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

9.2.2.1 Verifica di deformabilità

Si è verificato che la deformazione delle strutture fosse sempre limitata e congruente con le prestazioni richieste alla struttura in relazione alla destinazione d'uso.

9.3 ANALISI DEI CARICHI

9.3.1 Azione della neve

Il carico accidentale verticale distribuito da neve è così determinato:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo (kN/m²)

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

$\alpha = 5^\circ$ pendenza coperturao

$\mu_l = 0.8$ (copertura piana con $0^\circ < \alpha < 30^\circ$)

$q_{sk} = 1.00$ kN/m² (Zona II, $a_s < 200$ m slm)

$C_E = 1.00$ (Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi)

$C_t = 1.00$ (Edificio ben isolato termicamente)

Il carico da neve di progetto diventa pertanto:

$$q_{sk} = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = \mathbf{0.80 \text{ kN/m}^2}.$$

9.3.2 Azione del vento

Il carico accidentale orizzontale distribuito da vento è così determinato:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

q_r è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di pressione

c_d è il coefficiente dinamico

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 563 \text{ kg/m}^2$$

ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m³

v_r è la velocità di riferimento del vento pari a 30 m/s (per $a_s \leq a_0 = 1000$ m)

$c_r = 1$ per $T_R = 50$ anni

$$v_r = v_b \cdot c_r = 30 \text{ m/s}$$

$$c_d = 1$$

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ (classe di rugosità D, categoria di esposizione I)}$$

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

$$k_r = 0.17$$

$$z_0 = 0.01 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 2 \text{ m}$$

I coefficienti di pressione risultano, per l'edificio in oggetto (C3.3.8.1.1 della Circolare al D.M. 17/01/2018):

- su parete verticale investita ortogonalmente (sopravento): $c_{pe} = +0.8$
- su parete verticale ortogonale ma non direttamente investita (sottovento): $c_{pe} = -0.5$

Il carico da vento di progetto sulle pareti diventa pertanto pari a:

				Pressione sopravento (kN/m ²)	Pressione sottovento (kN/m ²)
$z_1 =$	5.20 m	---->	$c_e =$	2.40	1.08
					0.67

9.3.3 Carichi permanenti e accidentali

Carichi accidentali

Per quanto riguarda i carichi accidentali si fa riferimento alle NTC18, *Tab. 3.1.II*. Il carico accidentale agente sulla platea è pari:

- Cat. B2: Uffici aperti al pubblico 3.00 kN/m²
- Cat. B scale comuni, balconi e ballatoi 4.00 kN/m²
- Cat. E1: Archivi ≥6.00 kN/m²

Carichi permanenti sui solai

Nel progetto sono stati considerati i seguenti carichi permanenti:

SOLAI DI COPERTURA

Peso proprio solaio a lastre Predalles 4+16+5cm con alleggerimenti in polistirolo (vedasi estratto scheda tecnica sotto riportata)

3.60 kN/m²

SOLAIO A LASTRE TRALICCIATE PREDALLES (i = 120 cm)

con alleggerimento in laterizio o in polistirolo.

DATI TECNICI

Altezze				Congl. per getto	Peso solaio in opera		Momento d'inerzia sezione completamente reagente cm ⁴ /m
soletta	polistirolo	cappa	totale		all. in laterizio	all. in polistirolo	
h_s	h_p	h_c	H_{tot}		kN/m ²	kN/m ²	
cm	cm	cm	cm	l/m ²	kN/m ²	kN/m ²	cm ⁴ /m
		4	24	93	3.90	3.33	92444
4	16	5	25	103	4.15	3.58	106988
		6	26	113	4.40	3.83	121902

Permanenti

Finitura pannelli di copertura	0.05 kN/m ²
Pannello isolante in lana di roccia sp. 24cm (0.55kN/m ³)	0.13 kN/m ²
Pannelli fotovoltaici	0.35 kN/m ²
Controsoffitto	<u>0.30 kN/m²</u>

0.83 kN/m²
→ 1.00kN/m²

- Pacchetto di pavimentazione sopra platea

Isolamento sp. 10cm (0.35kN/m ³)	0.04 kN/m ²
Barriera vapore in fogli di polietilene	0.01 kN/m ²
Massetto di sottofondo in sabbia e cemento sp. 5cm (18kN/m ³)	0.90 kN/m ²
Pavimentazione in piastrelle	<u>0.40 kN/m²</u>
	1.35 kN/m ²

Peso proprio delle strutture

Sono stati considerati i seguenti valori di densità per i diversi materiali:

Materiali	Densità (kg/m ³)
Calcestruzzo	2500
Acciaio da carpenteria	7850

9.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Il comune di Trieste è classificato in **zona sismica 3**, secondo la D.G.R. del Friuli Venezia Giulia n. 845 del 06/05/2010.

Le coordinate del sito in oggetto risultano:

- Latitudine: 45.62280
- Longitudine: 13.80353

Come richiesto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, per definire le azioni sismiche di progetto che agiscono sull'edificio si devono fissare: la vita nominale, la classe d'uso, e il periodo di riferimento.

9.4.1 Vita nominale

Secondo il D.M. 17/01/18 l'edificio rientra nelle costruzioni ordinarie di dimensioni contenute o di importanza normale. Tali costruzioni hanno una vita nominale $V_N \geq 50$ anni.

9.4.2 Classe d'uso

Trattandosi di una costruzione il cui uso prevede affollamenti significativi, l'edificio rientra nella III classe ($C_U=1.5$).

9.4.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Secondo quanto prescritto dalle NTC, la vita di riferimento dell'edificio viene calcolata come prodotto della vita nominale (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U), legato alla classe d'uso del fabbricato.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

9.4.4 Tempo di ritorno

Noti tutti i dati necessari per la definizione della pericolosità sismica, ivi comprese anche le probabilità di superamento, è possibile determinare i periodi di ritorno per gli stati limite di riferimento, utilizzando l'espressione seguente:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Di seguito si riportano le probabilità di superamento per gli stati limite di esercizio e ultimi.

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 %

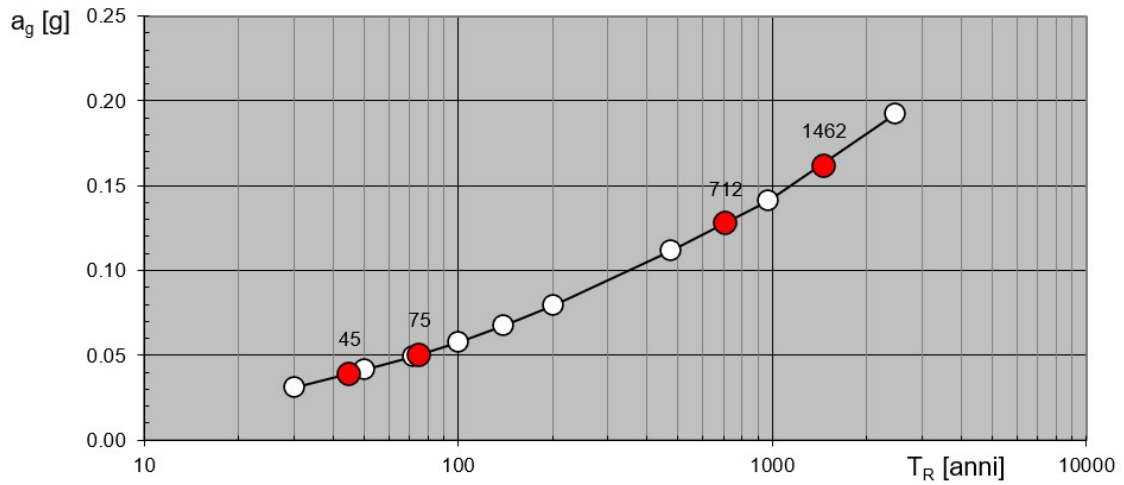


Figura 2 – Accelerazione di picco in funzione del T_R

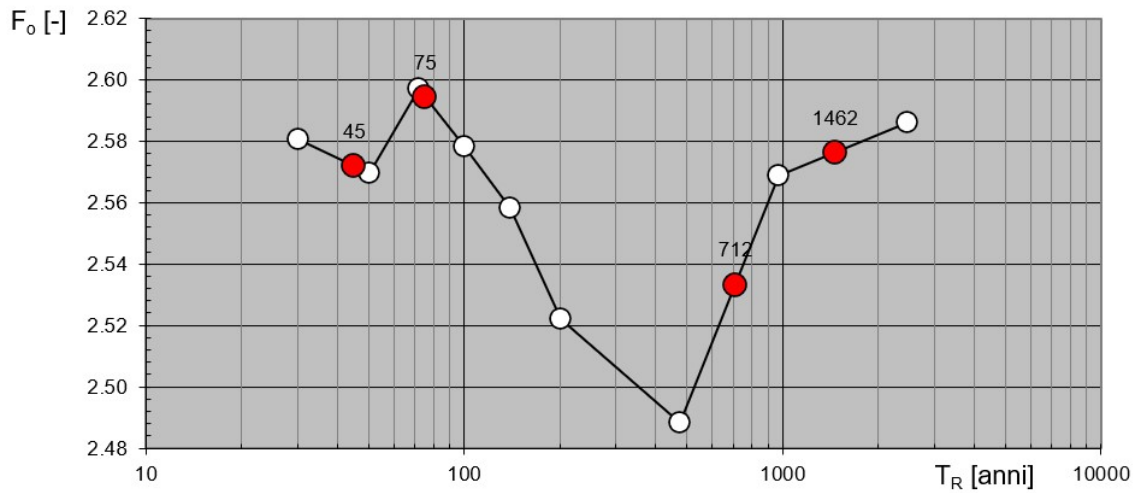


Figura 3 – Variazione del fattore di amplificazione dello spettro

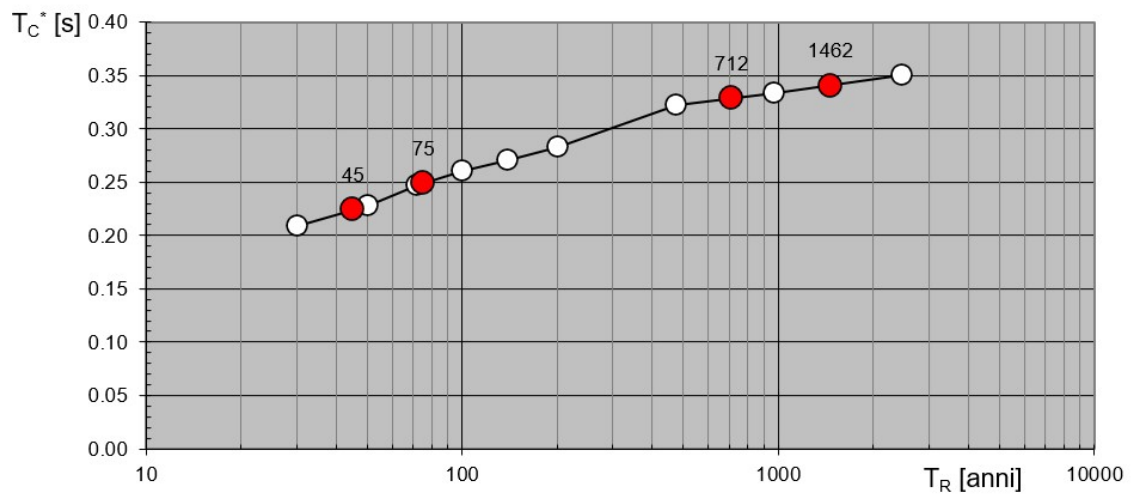


Figura 4 – Variazione del periodo d'inizio del tratto a velocità costante

9.4.1 Spettri elastici per il sito in oggetto

A seguire si riportano gli spettri elastici, per il sito in oggetto, nei confronti degli stati limite SLO, SLD e SLV.

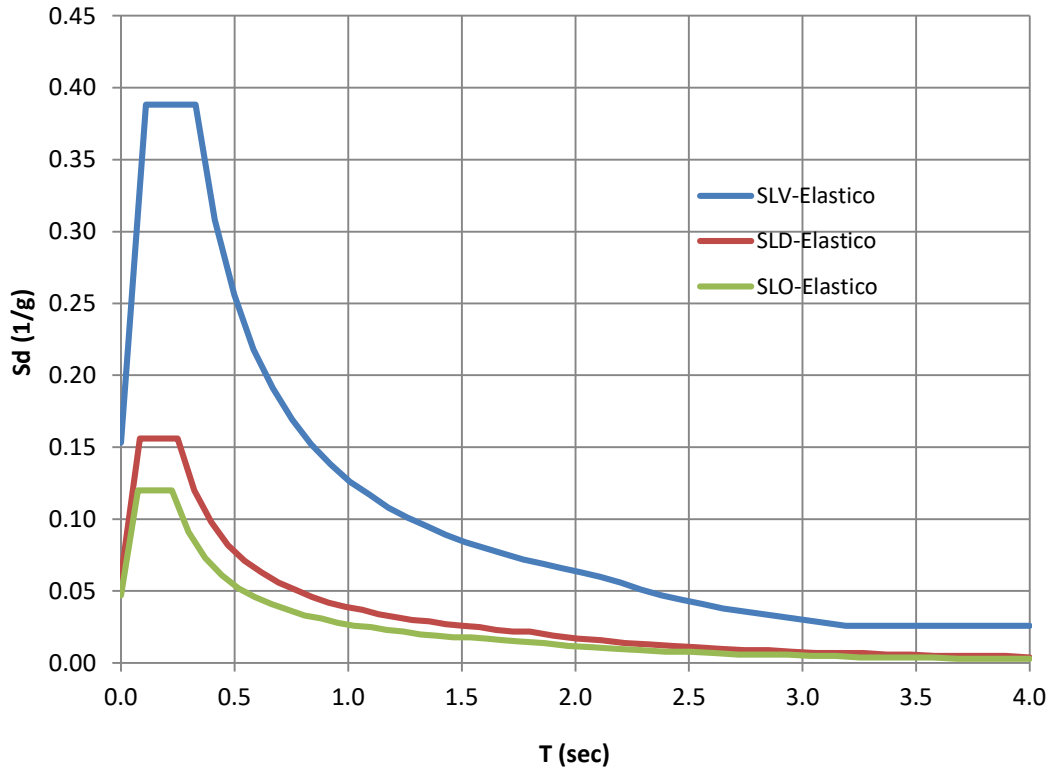


Figura 5 - Spettri elastici per il sito in oggetto

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, è pari a:

- SLO $\rightarrow a_g = 0.039g$
- SLD $\rightarrow a_g = 0.050g$
- SLV $\rightarrow a_g = 0.128g$

9.4.2 Metodo di analisi

Si effettua un'analisi lineare dinamica su modelli tridimensionali dei vari corpi che costituiscono l'edificio. Lo spettro di progetto è stato ottenuto dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di comportamento q . La combinazione dei modi, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, è stata effettuata attraverso una combinazione quadrata completa (CQC). Per entrambi i corpi si considera il medesimo fattore di struttura.

Come riportato nel "Manuale di calcolo per pareti realizzate con blocco-cassero in legno mineralizzato" – 4^a Edizione rivista e aggiornata del gennaio 2020, il getto di calcestruzzo entro il blocco cassero in legno mineralizzato origina una struttura resistente di tipo a graticcio formata da montanti verticali collegati da traversi orizzontali, dotata di grande iperstaticità interna e relativamente deformabile. Tale tipologia strutturale garantisce intrinsecamente una grande capacità dissipativa e una buona duttilità, sia quando la rottura dei montanti o delle fasce di piano ha luogo per presso-flessione che per taglio (provvisto che vi sia un'adeguata armatura all'interno dei traversi orizzontali).

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$$q_0 = 2.0 \alpha_w / \alpha_1 \rightarrow \text{come indicato nel manuale di calcolo e suggerito nelle LL.GG. 2011 per pareti tozze}$$

$$\alpha_w / \alpha_1 = 1.2 \rightarrow \text{edifici regolari in pianta (suggerito dalle LL.GG. 2011)}$$

$$K_R = 1.0 \rightarrow \text{costruzioni regolari in altezza}$$

Pertanto si utilizza il seguente valore per il fattore di struttura:

$$q = 2 \cdot 1.20 \cdot 1.00 = 2.40$$

9.4.3 Spettro di progetto

A seguire si riporta il grafico con l'andamento dello spettro di progetto per lo SLV.

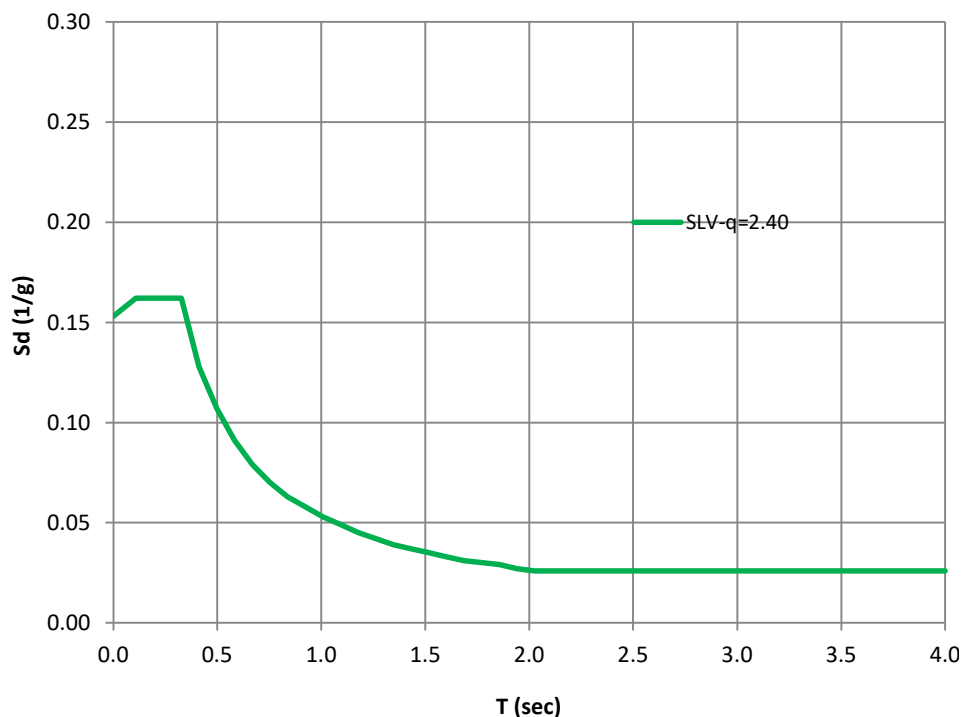


Figura 6 - Spettro di progetto allo SLV – $q=2.40$

9.4.4 Risposta alle diverse combinazioni dell'azione sismica

Le NTC 2018 al § 7.3.5 indicano la possibilità di calcolare separatamente per ciascuna direzione del sisma gli effetti sulla struttura (in termini di sollecitazioni e deformazioni) e poi combinarli secondo l'espressione:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Inoltre, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale, in ogni direzione, pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

9.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate nelle verifiche sono:

		G ₁	G ₂	Q _{k1} -FOLLA	Q _{k2} -NEVE	SLV-Ex(RS)	SLV-Ex(ES)	SLV-Ey(RS)	SLV-Ey(ES)
STATICA	SLU-1	1.3	1.5	1.5	0.75				
	SLU-2	1.3	1.5	1.05	1.5				
	SLE-rara	1.0	1.0	1.0	0.5				
	SLE-frequente	1.0	1.0	0.7	0.0				
	SLE-quasi perm	1.0	1.0	0.6	0.0				
SISMICA	Comb1	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	1.0	0.3	0.3
	Comb2	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	-1.0	0.3	-0.3
	Comb3	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	1.0	-0.3	-0.3
	Comb4	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	-1.0	-0.3	0.3
	Comb5	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	0.3	1.0	1.0
	Comb6	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	-0.3	1.0	-1.0
	Comb7	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	-0.3	1.0	1.0
	Comb8	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	0.3	1.0	-1.0
	Comb9	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	1.0	0.3	-0.3
	Comb10	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	-1.0	0.3	0.3
	Comb11	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	1.0	-0.3	0.3
	Comb12	1.0	1.0	0.3	0.0	1.0	-1.0	-0.3	-0.3
	Comb13	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	-0.3	1.0	1.0
	Comb14	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	0.3	1.0	-1.0
	Comb15	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	0.3	1.0	1.0
	Comb16	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	-0.3	1.0	-1.0
	Comb17	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	-1.0	-0.3	0.3
	Comb18	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	1.0	-0.3	-0.3
	Comb19	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	-1.0	0.3	-0.3
	Comb20	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	1.0	0.3	0.3
	Comb21	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	0.3	-1.0	-1.0
	Comb22	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	-0.3	-1.0	1.0
	Comb23	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	-0.3	-1.0	-1.0
	Comb24	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	0.3	-1.0	1.0
	Comb25	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	-1.0	-0.3	-0.3
	Comb26	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	1.0	-0.3	0.3
	Comb27	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	-1.0	0.3	0.3
	Comb28	1.0	1.0	0.3	0.0	-1.0	1.0	0.3	-0.3
	Comb29	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	-0.3	-1.0	-1.0
	Comb30	1.0	1.0	0.3	0.0	-0.3	0.3	-1.0	1.0
	Comb31	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	0.3	-1.0	-1.0
	Comb32	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	-0.3	-1.0	1.0

Tabella 2 - Combinazioni di carico

Con:

(RS) Risposta dello spettro di progetto applicato (Response Spectrum)

(ES) Applicazione di un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica (accidental Eccentricity for response Spectrum)

Per i solai di piano si è adottato un valore di ψ_{2i} pari a 0.6 (cat. C – Ambienti suscettibili di affollamento), mentre per i solai di copertura si è adottato un valore di ψ_{2i} pari a 0.0 (neve a quota ≤ 1000 m s.l.m.).

9.6 MODELLO NUMERICO DI CALCOLO

Per poter affrontare le verifiche statiche e sismiche degli elementi che costituiscono la nuova sede dell'ufficio immigrazione è stato realizzato un modello tridimensionale ad elementi finiti con il programma di calcolo Midas Gen. Sono stati utilizzati i seguenti elementi:

- Elementi bidimensionali "wall" per le pareti;
- Elementi monodimensionali "beam" per i cordoli di piano.

I solai vengono tenuti in conto mediante l'inserimento di un vincolo mutuo di rigidità tra i nodi del telaio spaziale che giacciono nel suo stesso piano, riproducendo quindi l'ipotesi di impalcato rigido. Come proposto dalla normativa (al §7.2.6 del D.M. 17/01/2018), si considerano gli elementi resistenti allo stato fessurato (50%). A seguire si riporta un'immagine del modello realizzato per il Corpo Uffici.

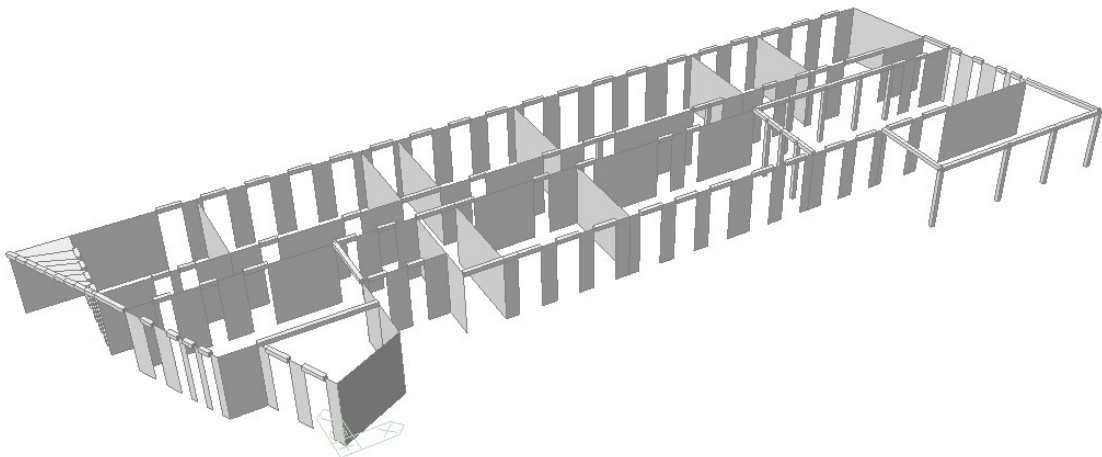


Figura 7 – Vista del modello FEM del Corpo Uffici

10 VERIFICA STATICA DELLE STRUTTURE

10.1 SOLAIO A LASTRE PREDALLES

I solai di copertura saranno realizzati con lastre Predalles 4+16+5cm e alleggerimenti in polistirolo.

I carichi di progetto presenti su questo solaio sono:

- carico permanente dovuto al peso proprio	3.60 kN/m ²
- carico permanente	1.00 kN/m ²
- sovraccarico accidentale (neve)	0.80 kN/m ²

La classe di resistenza del calcestruzzo è C25/30. Lo schema statico per il corpo uffici è di trave su quattro appoggi. Si riporta la verifica per una singola lastra.

Materiali:

CALCESTRUZZO PER LA SOLETTA C25/30

R_{ck} =	30 MPa	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{ck} =	24.9 MPa	Resistenza cubica caratteristica
f_{cm} =	32.9 MPa	Resistenza cilindrica media
f_{ctm} =	2.56 MPa	Resistenza a trazione media
f_{ctk} =	1.79 MPa	Resistenza a trazione caratteristica
f_{cd} SLU =	14.11 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd} SLU =	1.19 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
α_{cc} =	0.85	Coefficiente riduttivo resistenze lunga durata
γ_c =	1.5	Coefficiente di sicurezza sul materiale
E_{cm} =	31447 MPa	Modulo elastico
γ_c =	25 kN/m ³	

ACCIAIO DA ARMATURA B450/C

$f_{t,nom}$ =	540 MPa	Resistenza caratteristica a rottura
$f_{y,nom}$ =	450 MPa	Resistenza caratteristica a snervamento
γ_s =	1.15	Coefficiente di sicurezza sul materiale
f_{yd} =	391 MPa	Resistenza di calcolo a snervamento
E_s =	200000 MPa	Modulo elastico

Tipo solaio: solaio a lastre predalle 4+16+5 cm

sp. lastra =	0.04
sp. alleggerimenti =	0.16 m
sp. cappa =	0.05 m
sp. totale =	0.25 m
i =	1.20 m

Dimensioni sezione a T:

$$\begin{aligned} b_1 &= 0.40 \text{ m} \\ h_1 &= 0.20 \text{ m} \\ b_2 &= 1.20 \text{ m} \\ h_2 &= 0.05 \text{ m} \\ A &= 0.14 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Armatura:

distanza dal lembo inferiore =					5 cm
	$A_{s \text{ inf}} =$	3	$\Phi 16 =$		603 mm ²
	$A_{s \text{ inf}} =$	0	$\Phi 0 =$		0 mm ²
distanza dal lembo superiore =					21 cm
	$A_{s \text{ sup}} =$	5	$\Phi 8 =$		251 mm ²
	$A_{s \text{ sup}} =$	3	$\Phi 16 =$		603 mm ²
	$A_{s \text{ totale}} =$				1458 mm ²

Calcolo semplificato momento resistente sezione a T:

$$\begin{aligned} f_{yd} &= 391 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 14.11 \text{ MPa} \\ A_s &= 603 \text{ mm}^2 \\ h &= 250 \text{ mm} \\ b &= 1200 \text{ mm} \\ c &= 40 \text{ mm} \\ d &= 210 \text{ mm} \\ x &= 20 \text{ mm} \\ \mathbf{M_{Rd} +} &= \mathbf{47.63 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

Calcolo taglio resistente (senza armature resistenti a taglio):

N =	0 kN	Sforzo normale applicato
h =	250 mm	Altezza sezione
b =	400 mm	Larghezza sezione
c =	40 mm	Copriferro del baricentro ferri longitudinali
n =	3	Numero barre longitudinale
φ =	16 mm	Diametro barre longitudinali
d =	210 mm	Altezza utile sezione
k =	1.98	≤ 2
V _{min} =	0.49 MPa	
A _{sl} =	603 mm ²	Area armatura longitudinale
ρ _l =	0.007 ≤ 0.02	Percentuale di armatura longitudinale
σ _{cp} =	0.00 MPa	Tensione media di compressione sezione
V_{Rd} =	52.08 kN	Taglio resistente della sezione

Carichi agenti:

i =	1.20 m			
p.p. solaio =	3.60 kN/m ²	---	---	4.32 kN/lastra
permanenti =	1.00 kN/m ²	---	---	1.20 kN/lastra
accidentali =	0.80 kN/m ²	---	---	0.96 kN/lastra

$\gamma_g = 1.3$
 $\gamma_q = 1.5$
 $\gamma_g g = 5.62 \text{ kN/lastra}$
 $\gamma_q q = 3.24 \text{ kN/lastra}$
 $q_{slu} = 8.86 \text{ kN/lastra}$

Trave Continua - File: solaio_cop_4appoggi

File Opzioni Impostazioni ?

Titolo :

Tipo di calcolo delle sollecitazioni: Esercizio Stato Limite Ultimo

Numero campate (Compresi Sbalzi) : Appoggi Sezioni

Camp. N°	Luce	Perm.	Var.	Sez. N°
1	5.91	5.52	0.96	1
2	1.95	5.52	0.96	1
3	5.91	5.52	0.96	1

App.	Largh.
1	0.365
2	0.25
3	0.25
4	0.365

Vincoli di estremità

	Sinistra	Destra
Appoggio	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>
Incastro	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Libero	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Elastico	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Diagrammi

Visualizza Deformata

Momento 1:

Scale fisse Taglio 1:

Freccia 1:

N. Punti Plottaggio:

Visualizza Stampa

Calcolo

Risultati

Sez.	Mmax	x Mmax	Mmin	x Mmin	f max	f min
1	0		0			
m	25.84	2.474	16.33	2.474	2.96E-03	1.85E-03
2	-15.42		-27.35			
m	-12.93	0.975	-23.12	0.975	-2.35E-04	-4.07E-04
3	-15.42		-27.35			
m	25.84	3.436	16.33	3.436	2.96E-03	1.85E-03
4	0		0			

Sez.	Tmax s	Tmax d	Rmax	Rmin
1		21.1	21.1	13.43
2	-30.09	14.35	44.44	18.35
3	-14.35	30.09	44.44	18.35
4	-21.1		21.1	13.43

Diagramma Momenti

File : solaio_cop_4appoggi -
Scala momenti 1:10 - Sollecitazioni SLU

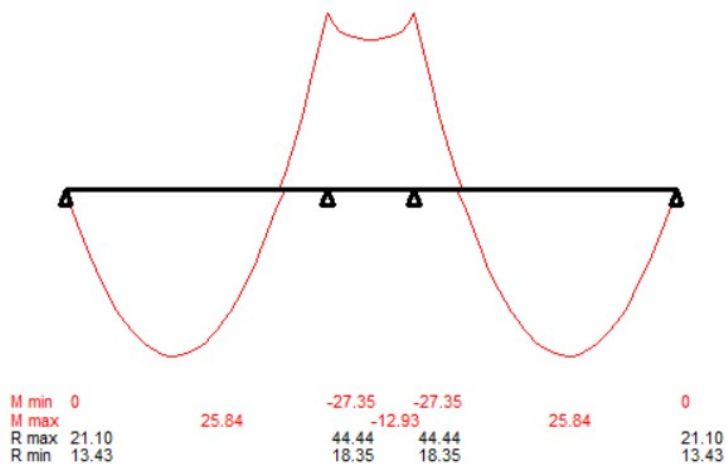
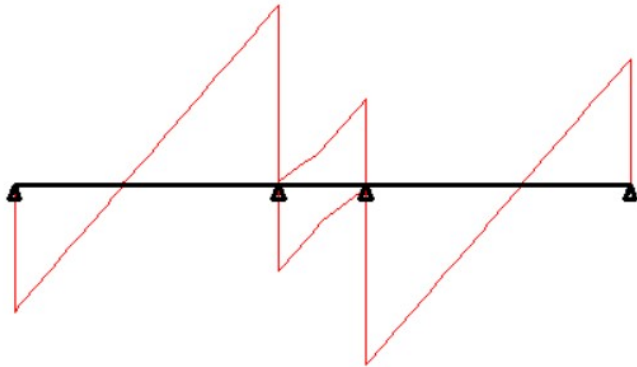


Diagramma Tagli

File : solaio_cop_4appoggi -
Scala tagli 1:10 - Sollecitazioni SLU



T maxs 0				
T maxd 21.10		-30.09	-14.35	-21.10
Luci	5.91	1.95	5.91	
gk	5.52	5.52	5.52	
qk	0.96	0.96	0.96	

TRAVE SU PIU' APPOGGI

Dimensioni geometriche:

Appoggio A =	0.365 m		
Luce netta AB =	5.60 m	--->	L _{AB} = 5.91 m
Appoggio B =	0.25 m		
Luce netta BC =	1.70 m	--->	L _{BC} = 1.95 m
Appoggio C =	0.25 m		
Luce netta CD =	5.60 m	--->	L _{BC} = 5.91 m
Appoggio D =	0.365 m		

Sollecitazioni:

M _{AB} + =	38.63 kNm	T _A =	26.16 kN
M_{MAX} + =	25.84 kNm	T_{MAX Sd} =	30.09 kN
M_{Rd} + =	47.63 kNm	T_{Rd} =	52.08 kN
	VERIFICATO		VERIFICATO
M_{MIN} - =	-27.35 kNm		
M_{Rd} - =	-44.47 kNm		
	VERIFICATO		

10.2 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE DELLE PARETI

10.2.1 Parete tipologica di lunghezza unitaria

Si effettua la verifica delle pareti per l'azione del vento, considerando una parete tipologica di lunghezza b unitaria (1m). Le azioni che si considerano agenti sulla parete sono il solo peso proprio della parete e il peso proprio di una fascia di solaio di copertura larga 1m (valido per le pareti poste parallelamente al solaio). Per quanto riguarda le azioni orizzontali si considera l'azione del vento così come descritta precedentemente.

Le ipotesi per questa verifica sono fortemente cautelative in quanto massimizzano le azioni destabilizzanti (vento) e minimizzano quelle stabilizzanti (sforzo normale dato dal peso del solaio).

Nella seguente tabella si riporta la verifica:

L	100	cm	lunghezza parete
h	470	cm	altezza parete
A_{nucleo}	1260	cm ² /m	area calcestruzzo per metro di lunghezza
t	15	cm	spessore reale parete
L_{eff}	84.0	cm	lunghezza efficace parete
P.P	5.50	kN/m ²	peso parete intonacata
P.P. sol	5.50	kN/m ²	peso solaio
N_{solaio}	6	kN	sforzo normale su sezione di sommità ($=N_{sup}$)
N_{inf}	21.0	kN	sforzo normale su sezione di base
N_{medio}	13.5	kN	sforzo normale su sezione critica
M_h	4.46	kNm	momento flettente su sezione critica per spinta del vento
e_{upper}	2.5	cm	eccentricità superiore
e_m	1.25	cm	eccentricità convenzionale nella sezione critica
e_h	33.1	cm	eccentricità dovuta ai carichi orizzontali
e_a	2.0	cm	eccentricità accidentale
$e_{T,cr}$	36.3	cm	eccentricità trasversale totale nella sezione critica
m_T	14.5	>2	verifica con campo resistente
N_{sd}	13.50	kN	sforzo normale sollecitante
M_{sd}	4.90	kNm	momento sollecitante

Tabella 3 - Verifica a pressoflessione parete tipologica

La verifica a pressoflessione viene eseguita determinando il campo resistente poiché il valore dell'eccentricità e_T porta a un valore del coefficiente m_T superiore al valore limite di 2 (il grafico per la determinazione del coefficiente Φ_T di riduzione della resistenza del muro è valido solo per eccentricità adimensionalizzata $m \leq 2$). Il campo resistente del setto tipologico è riportato di seguito ed è valutato considerando una sezione rettangolare di altezza pari allo spessore t e larghezza pari alla lunghezza efficace (ottenuta dal rapporto tra l'area del nucleo di calcestruzzo per metro di lunghezza e lo spessore reale della parete):

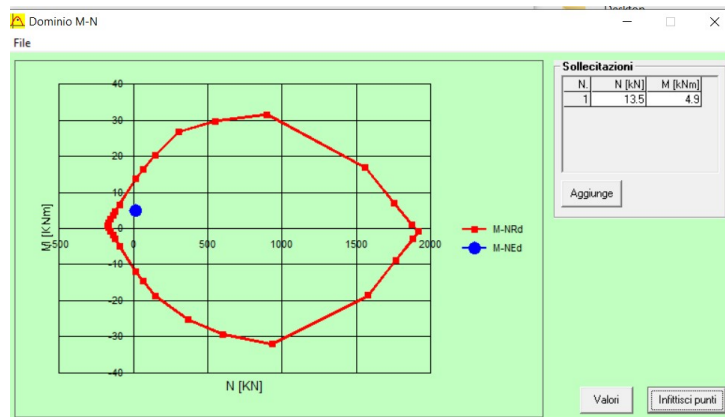
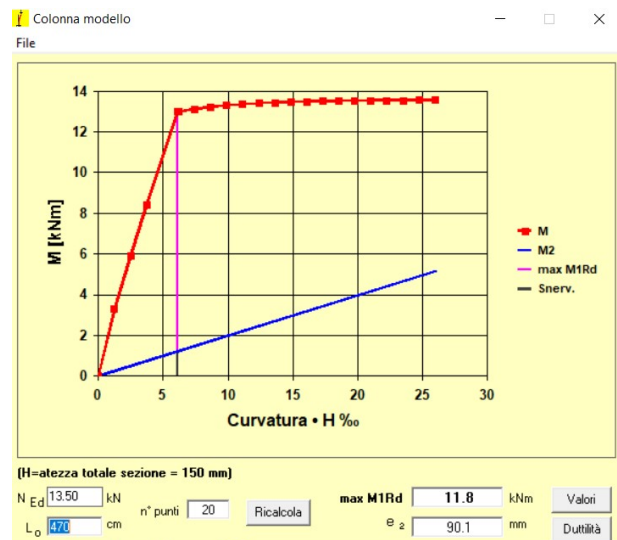
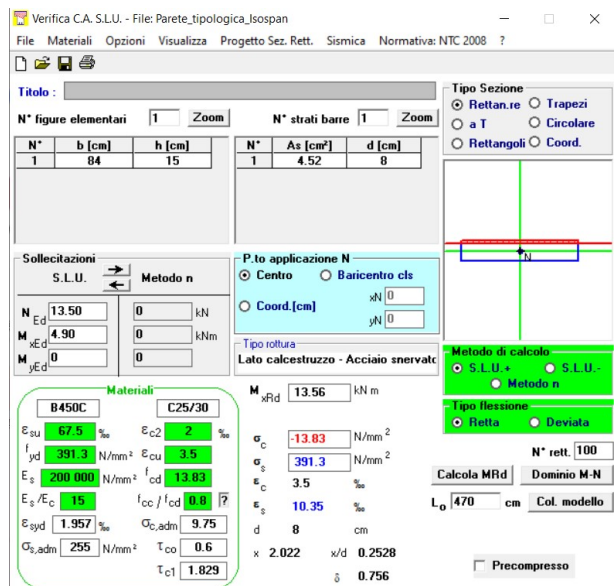


Figura 8 - Campo resistente parete tipologica

Si riporta inoltre la verifica colonna modello della parete tipologica, considerando l'altezza massima della parete:



Dai risultati si può notare come il massimo momento resistente del primo ordine è pari a 11.8kNm superiore al momento sollecitante (4.90kNm).

11 VERIFICHE SISMICHE

11.1 CARATTERISTICHE DINAMICHE

Nel presente paragrafo vengono evidenziate le caratteristiche dinamiche del Corpo Uffici. Nelle figure che rappresentano i tre modi principali di vibrazione, viene messa in evidenza la struttura deformata sovrapposta a quella indeformata (costituita da linee di colore nero).

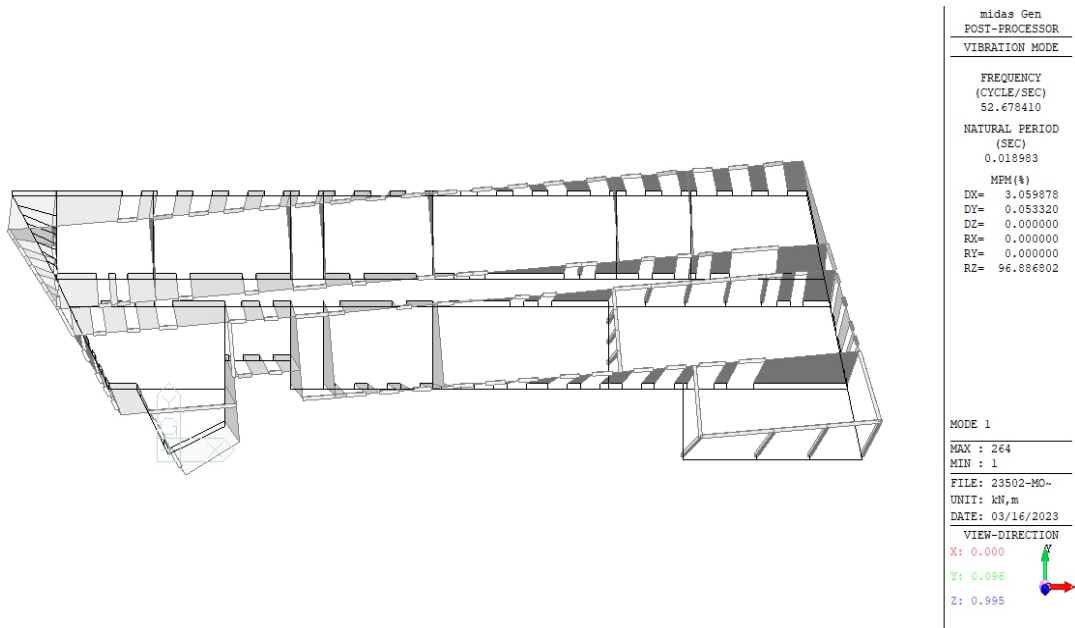


Figura 9 – Primo modo di vibrare – Corpo Uffici

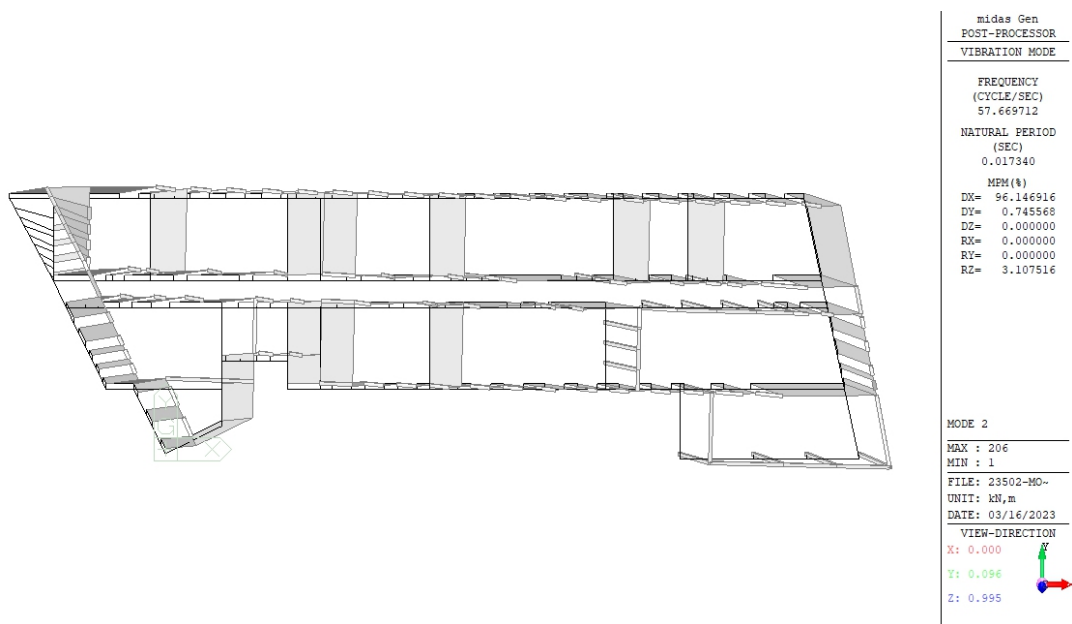


Figura 10 – Secondo modo di vibrare – Corpo Uffici

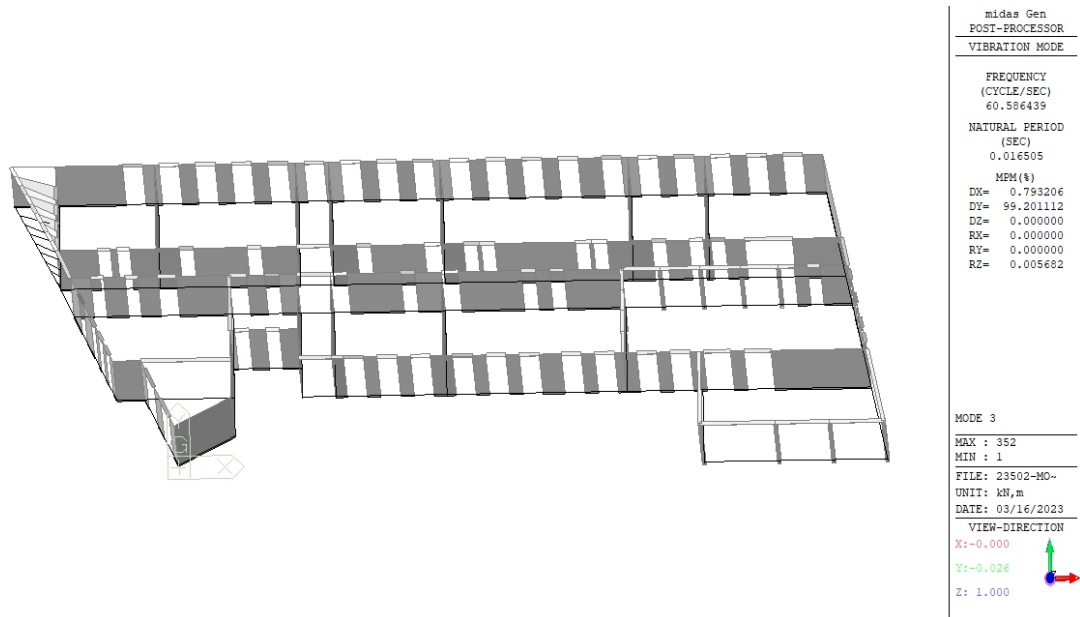


Figura 11 – Terzo modo di vibrare – Corpo Uffici

Il primo modo è di rotazione, il secondo è di traslazione lungo la direzione X, mentre il terzo modo è di traslazione lungo la direzione Y.

11.2 VERIFICHE DELLE PARETI ALLO SLV

Per la verifica sismica delle pareti gli effetti del secondo ordine verranno trascurati completamente in quanto l'azione del sisma non è associabile ad un carico di lunga durata ma è definito come una azione impulsiva.

Nelle seguenti immagini si riportano le sollecitazioni massime in combinazione sismica sulle pareti:

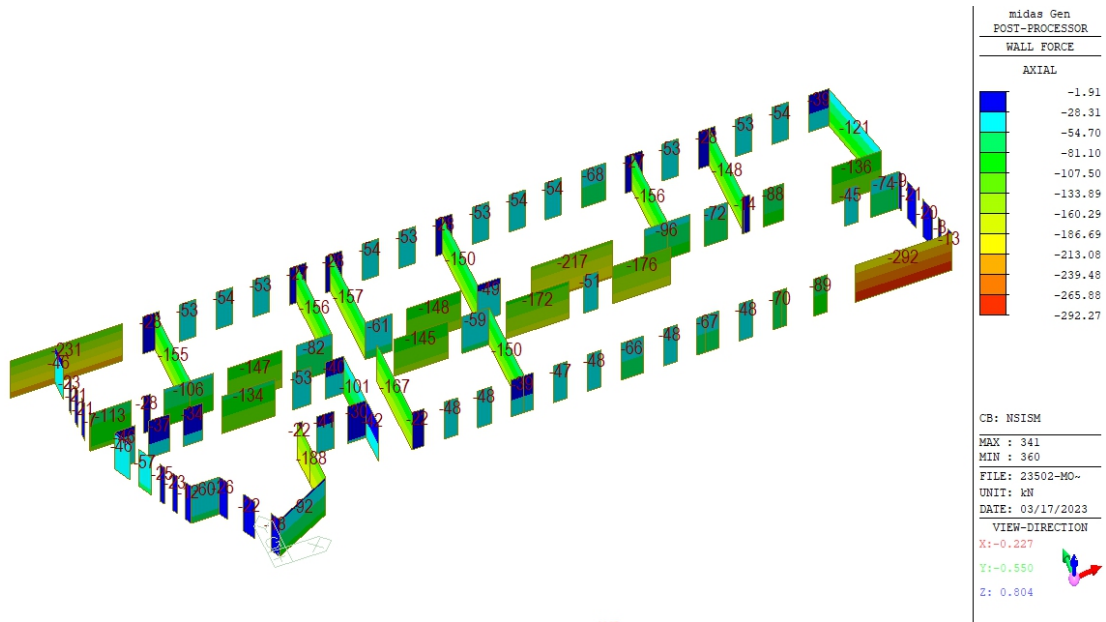


Figura 12 - Sforzo normale pareti - Comb. sismica

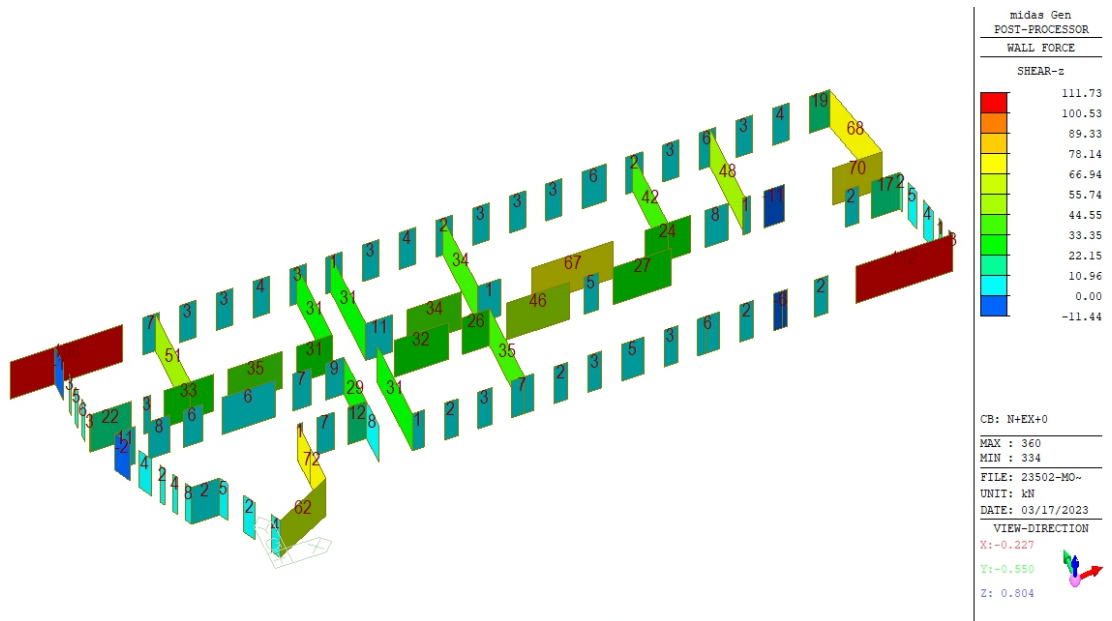


Figura 13 – Taglio sollecitante Fz – Involuppo Comb. Sismiche X

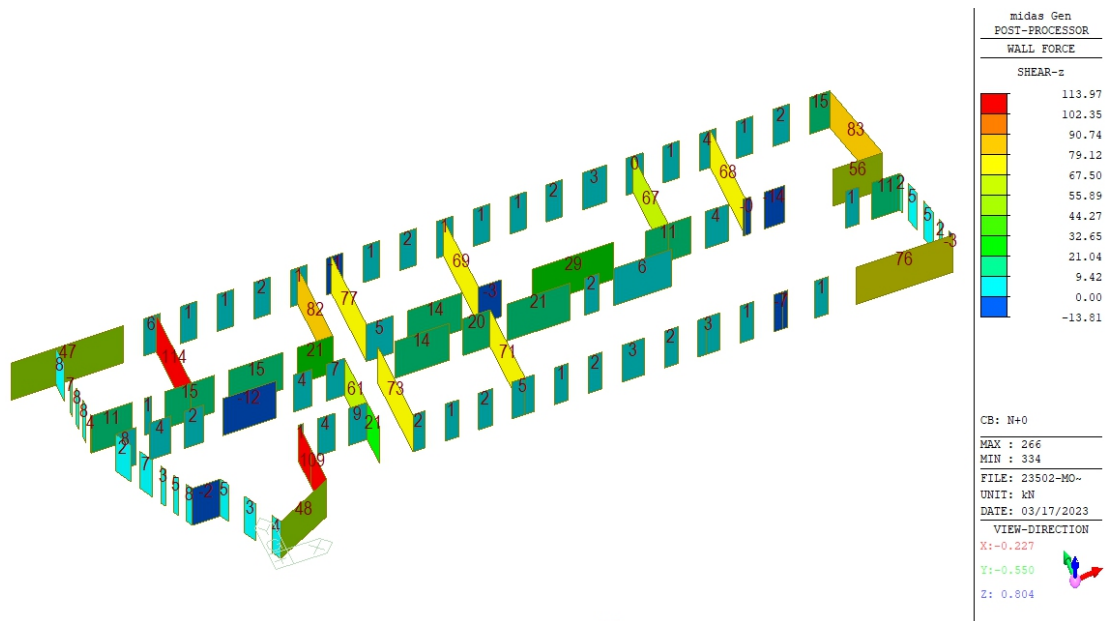


Figura 14 - Taglio sollecitante Fz – Inviluppo Comb. Sismiche Y

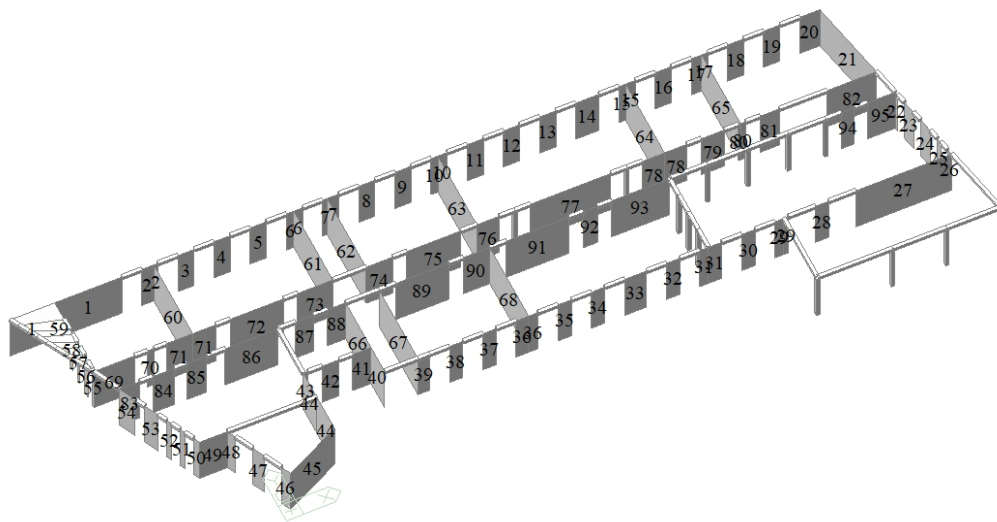


Figura 15 – Wall ID

Le sollecitazioni di compressione, di taglio e di flessione per l'inviluppo delle combinazioni sismiche nelle due direzioni principali di applicazione, per le pareti interne, sono riassunte nella seguente tabella:

Wall ID	Sisma X (INV)					Sisma Y (INV)			
	b	N	V	M _L ^{INF}	M _L ^{SUP}	N	V	M _L ^{INF}	M _L ^{SUP}
	[cm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
60	590			0	0	155	114	593	0
61	590			0	0	156	82	426	0
62	590			0	0	157	77	400	0
63	590			0	0	150	69	359	0
64	590			0	0	156	67	348	0
65	590			0	0	148	68	354	0
66	380			0	0	101	61	317	0
67	590			0	0	167	73	380	0
68	590			0	0	150	71	369	0
69	285	113	22.0	114	0			0	0
70	45	23	3.0	16	0			0	0
71	345	106	33.0	172	0			0	0
72	375	147	35.0	182	0			0	0
73	345	82	31.0	161	0			0	0
74	190	61	11.0	57	0			0	0
75	375	148	34.0	177	0			0	0
76	155	49	1.0	5	0			0	0
77	565	217	67.0	348	0			0	0
78	315	96	24.0	125	0			0	0
79	160	72	8.0	42	0			0	0
80	50	14	1.0	5	0			0	0
81	140	88	11.0	57	0			0	0
82	345	136	70.0	364	0			0	0
83	140	46	11.0	57	0			0	0
84	150	37	8.0	42	0			0	0
85	140	34	6.0	31	0			0	0
86	370	134	6.0	31	0			0	0
87	125	53	7.0	36	0			0	0
88	130	40	9.0	47	0			0	0
89	375	145	32.0	166	0			0	0
90	190	59	26.0	135	0			0	0
91	440	172	46.0	239	0			0	0
92	100	51	5.0	26	0			0	0
93	400	176	27.0	140	0			0	0
94	90	45	2.0	10	0			0	0
95	200	74	17.0	88	0			0	0

Tabella 4 – Sollecitazioni per combinazioni di carico sismiche delle pareti ISOSPAN N25

11.2.1 Verifica a taglio delle pareti

Nella verifica allo stato limite ultimo di taglio, i traversi orizzontali costituiscono l'elemento debole che limita superiormente la resistenza della parete. Nel caso in cui non sia prevista apposita armatura a taglio, la crisi strutturale dei traversi avviene per taglio puro una volta superata la resistenza a trazione del calcestruzzo. La rottura in questo caso è di tipo fragile.

Se invece sono previste adeguate barre orizzontali di armatura resistenti a taglio, i traversi si comportano come travi di accoppiamento tra i montanti e la loro crisi avviene per flessione a causa della rottura dell'armatura tesa o del puntone di calcestruzzo compresso. La presenza di armatura orizzontale incrementa la resistenza di base dei traversi, oltre che assicurare maggiore duttilità alle pareti. Per la particolare conformazione a graticcio della struttura interna della parete si ha che, diversamente da quanto avviene invece nelle strutture di muratura ordinaria, il livello di sforzo normale verticale agente sulla parete non influenza la resistenza a taglio della stessa. Analogamente la percentuale di armatura verticale non influenza significativamente la resistenza a taglio della parete.

Il calcolo della resistenza a taglio delle pareti armate orizzontalmente con $2\Phi 8$ per ciascun traverso ($2\Phi 8/25\text{cm}$) è riassunta nella seguente tabella:

Resistenza a taglio - traversi orizzontali			
Lunghezza traversi	l	4	cm
Altezza traversi	h_t	8	cm
Spessore traversi	t_t	10	cm
Area traversi	A_t	80	cm^2
Interasse traversi		25	cm
Resistenza a taglio di base del cls	$V_{r,cls}$	8.0	kN/m
Armatura orizzontale nei traversi	$2\Phi 8$	1.01	cm^2
Resistenza a trazione dell'armatura	H_p	39.34	kN
Fattore di efficienza	R	0.7	
Momento resistente dei traversi	M_u	44.3	kNcm
Resistenza a taglio armatura	$V_{r,s}$	88.7	kN/m
Resistenza a taglio totale	V_{rd}	96.6	kN/m

Tabella 5 - Calcolo resistenza a taglio delle pareti ISOSPAN S36.5

Resistenza a taglio - traversi orizzontali			
Lunghezza traversi	l	4	cm
Altezza traversi	h_t	10	cm
Spessore traversi	t_t	9	cm
Area traversi	A_t	90	cm^2
Interasse traversi	i_t	25	cm
Resistenza a taglio di base del cls	$V_{r,cls}$	9.0	kN/m
Armatura orizzontale nei traversi	$2\Phi 8$	1.01	cm^2
Resistenza a trazione dell'armatura	H_p	39.34	kN
Fattore di efficienza	R	0.7	
Momento resistente dei traversi	M_u	64.6	kNcm
Resistenza a taglio armatura	$V_{r,s}$	129.1	kN/m
Resistenza a taglio totale	V_{rd}	138.1	kN/m

Tabella 6 - Calcolo resistenza a taglio delle pareti ISOSPAN N25

La resistenza a taglio totale è data dalla relazione:

$$v_{rd} = v_{r,cls} + v_{r,s}$$

Con:

- $v_{r,cls}$ è la resistenza a taglio data dalla sola resistenza a trazione del cls;
- $v_{r,s}$ è il contributo di resistenza a taglio dell'armatura orizzontale.

Il primo contributo è definito come (vedi *Manuale di calcolo*):

$$v_{r,cls} = 0.25 \cdot f_{ctd} \cdot A_t / i_t$$

dove:

- $f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} / \gamma_c$ resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;
- A_t area di calcestruzzo resistente del singolo traverso;
- i_t interasse dei traversi orizzontali;
- 0.25 coefficiente aggiuntivo di sicurezza che tiene anche conto della scarsa affidabilità del meccanismo resistente che si basa solo sulla resistenza a trazione del calcestruzzo.

Mentre il secondo contributo è definito come (vedi *Manuale di calcolo*):

$$v_{r,s} = \frac{2 \cdot M_u}{\ell \cdot i_t}$$

Dove:

- ℓ lunghezza del singolo elemento orizzontale del graticcio costituente la parete.
- M_u momento resistente ultimo del singolo traverso calcolabile come:

$$M_u = H_p \cdot \frac{R \cdot h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_t} \right)$$

- h altezza ridotta dei traversi orizzontali;
- $R = 0.7$ fattore di efficienza che tiene conto della deviazione delle tensioni locali all'interno della sezione di calcestruzzo;
- $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ resistenza a compressione cilindrica di calcolo del calcestruzzo ridotta per effetti di lunga durata;
- $\alpha_{cc} = 0.85$ coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- H_p resistenza a trazione dell'elemento teso calcolabile con:

$$H_p = f_{yd} \cdot A_{sw} \leq 0.4 \cdot f_{cd} \cdot R \cdot A_t$$
- A_{sw} la sezione di armatura orizzontale del singolo traverso;
- f_{yd} resistenza di calcolo a snervamento dell'armatura.

La verifica a taglio delle pareti è riassunta nella seguente tabella, per le pareti interne.

VERIFICA A TAGLIO						
Pareti						
Wall ID	b	V_{sd}	v_{sd}	V_{rd}	v_{rd}/v_{sd}	Verifica
	[cm]	[kN]	[kN/m]	[kN/m]		
60	590	114	19.3	138.1	7.15	OK
61	590	82	13.9	138.1	9.94	OK
62	590	77	13.1	138.1	10.58	OK
63	590	69	11.7	138.1	11.81	OK
64	590	67	11.4	138.1	12.16	OK
65	590	68	11.5	138.1	11.98	OK
66	380	61	16.1	138.1	8.60	OK
67	590	73	12.4	138.1	11.16	OK
68	590	71	12.0	138.1	11.48	OK
69	285	22	7.7	138.1	17.89	OK
70	45	3	6.7	138.1	20.71	OK
71	345	33	9.6	138.1	14.44	OK
72	375	35	9.3	138.1	14.80	OK
73	345	31	9.0	138.1	15.37	OK
74	190	11	5.8	138.1	23.85	OK
75	375	34	9.1	138.1	15.23	OK
76	155	1	0.6	138.1	214.04	OK
77	565	67	11.9	138.1	11.64	OK
78	315	24	7.6	138.1	18.12	OK
79	160	8	5.0	138.1	27.62	OK
80	50	1	2.0	138.1	69.04	OK
81	140	11	7.9	138.1	17.58	OK
82	345	70	20.3	138.1	6.81	OK
83	140	11	7.9	138.1	17.58	OK
84	150	8	5.3	138.1	25.89	OK
85	140	6	4.3	138.1	32.22	OK
86	370	6	1.6	138.1	85.16	OK
87	125	17	13.6	138.1	10.15	OK
88	130	9	6.9	138.1	19.95	OK
89	375	32	8.5	138.1	16.18	OK
90	190	26	13.7	138.1	10.09	OK
91	440	46	10.5	138.1	13.21	OK
92	100	5	5.0	138.1	27.62	OK
93	400	27	6.8	138.1	20.46	OK
94	90	2	2.2	138.1	62.14	OK
95	200	17	8.5	138.1	16.25	OK

Tabella 7 - Verifica a taglio delle pareti ISOSPAN N25

Tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Padova, li 13/05/2023

Il Progettista delle Strutture
Ing. Pierangelo Valerio