



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA SICUREZZA ENERGETICA



**COMMITTENZA:**

**CITTA' DI TORINO**

Divisione Qualità Ambiente  
Arch. Lorenzo De Cristofaro

**AMIAT**

Responsabile del progetto  
Ing. Flavio Frizziero

**PROGETTISTI:**

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO  
DI PROFESSIONISTI

**Mandataria**

Arch. Corradino Corrado

**Mandanti**

SD2 Engineering Services S.R.L.  
Arch. Petitti Pier Carlo  
Ing. Panero Gianluca

**Progetto architettonico**

Arch. Corradino Corrado  
Arch. Gianetto Loris (SD2 Engineering Services SRL)

**Progetto strutturale**

Ing. Bianco Andrea (SD2 Engineering Services SRL)

**Progetto impianti elettrici**

Arch. Corradino Corrado  
Arch. Gianetto Loris (SD2 Engineering Services SRL)

**Progetto impianti meccanici**

Arch. Petitti Pier Carlo  
Arch. Gianetto Loris (SD2 Engineering Services SRL)

**REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DI TORINO  
COMUNE DI TORINO**

**REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CENTRO  
DI RACCOLTA IN TORINO,  
VIA REYCEND ANGOLO VIA MASSARI  
CUP: C12F22000940005**

**PROGETTO ESECUTIVO**

commessa	livello	disciplina	elaborato/doc.	n° foglio	rev.
<b>16201</b>	<b>ESE</b>	<b>ST</b>	<b>RSP</b>	<b>01</b>	<b>B</b>

Titolo

**Progetto strutture  
Relazione geotecnica**

Fase progetto

**ESE**

Progetto

**Ecocentro**

File: 16201\_ESE-ST\_b\_Testalini.dwg

DATA AGG.	REV.	OGGETTO
marzo 2025	A	Prima emissione
aprile 2025	B	Emissione a seguito del rapporto di Verifica PE

Formato (ISO)	A4
Scala	-
Data emissione	aprile 2025

---

**SOMMARIO**

<b>1. PREMESSA</b>	<b>3</b>
1.1 Inquadramento	4
1.1.1 Descrizione dell'intervento	4
1.1.2 Localizzazione del sito	5
1.1.3 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica	5
1.2 Documentazione di riferimento	5
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3. TERRENO</b>	<b>7</b>
3.1 Coordinate del sito	7
3.2 Caratteristiche meccaniche del terreno	7
3.3 Caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito	9
3.4 Capacità portante del terreno	9
<b>4. METODO DI CALCOLO E CRITERI GENERALI DI ANALISI</b>	<b>12</b>
4.1 Metodo semi-probabilistico agli stati limite	12
4.2 Stato limite ultimo (S.L.U)	12
4.2.1 Combinazione delle azioni	12
4.2.2 Definizione dell'approccio progettuale	13
4.2.3 Verifiche geotecniche	15
4.2.4 Calcolo delle spinte sui muri controterra	15
4.2.5 Verifiche strutturali	17
4.2.6 Calcolo delle strutture in c.a.	17
4.2.7 Calcolo delle strutture in carpenteria metallica	17
4.3 Stato limite di esercizio (S.L.E.)	19
4.3.1 Strutture in c.a.	19
4.4 Progettazione azione sismica	19
4.4.1 Criteri di progettazione	19
4.4.2 Metodo di analisi	20
4.4.3 Metodo pseudostatico per muri controterra	20
4.4.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	21
4.4.5 Verifiche in presenza di sisma	22
<b>5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE</b>	<b>24</b>
5.1 Fondazioni guardiania	24
5.1.1 Verifiche a SLU e a SLV della capacità portante	24
5.1.2 Verifiche a SLE dei cedimenti	25
5.1.3 Verifiche a SLU e a SLE delle travi di fondazione in c.a.	25
5.2 Fondazioni tettoia nord	30
5.2.1 Verifiche a SLU e a SLV della capacità portante	30

5.2.2	Verifiche a SLE dei cedimenti	31
5.2.3	Verifiche a SLU e a SLE delle travi di fondazione in c.a.	31
5.3	Fondazioni muri di sostegno e tettoia sud	38
6.	<i>CALCOLO PORTANZA DEL SOTTOFONDO DELLE OPERE STRADALI</i>	39
7.	<i>CONCLUSIONI</i>	41

## **INDICE DELLE FIGURE**

<i>Fig. 1: Vista aerea dell'area oggetto di intervento da Google Maps.</i>	3
<i>Fig. 2: Pianta di inquadramento degli interventi.</i>	4
<i>Fig. 3: Estratto mappale geoportale geo-Piemonte.</i>	7
<i>Fig. 4: Estratto relazione geologica - sismica.</i>	8
<i>Fig. 5: Estratto relazione geologica - sismica.</i>	8
<i>Fig. 6: Verifica della capacità portante in combinazione AIM1R3 - guardiania.</i>	10
<i>Fig. 7: Verifica della capacità portante in combinazione AIM1R3 – tettoia nord.</i>	11
<i>Fig. 8: Diagrammi pressioni sul terreno a SLU.</i>	24
<i>Fig. 9: Inviluppo diagrammi cedimenti strutture di fondazione (valori in cm).</i>	25
<i>Fig. 10: Diagrammi pressioni sul terreno a SLU.</i>	31
<i>Fig. 11: Inviluppo diagrammi cedimenti strutture di fondazione (valori in cm).</i>	31
<i>Fig. 12: Stratigrafie opere stradali.</i>	39
<i>Fig. 13: Verifica della portanza del sottofondo.</i>	40

## 1. PREMESSA

Scopo della presente indagine consiste nel redigere uno studio rivolto alla caratterizzazione ed alla modellazione geotecnica del terreno, col fine di verificare la possibilità tecnica di procedere alla realizzazione di fondazioni superficiali ed individuare la portanza del sottofondo delle infrastrutture stradali. Le opere sono previste da realizzarsi nell'ambito dei lavori di costruzione del nuovo Ecocentro sito in via Giuseppe Massari angolo via Enrico Reycond, a Torino (TO), per conto di A.M.I.A.T. S.p.A., società a partecipazione mista (Città di Torino e IREN Ambiente), nell'ambito del P.N.R.R., Missione 2, Componente 1.1, Linea A: "Miglioramento e meccanizzazione della rete di raccolta differenziata dei rifiuti urbani" ai sensi del D.M. 396 del 28 settembre 2021 – finanziato dall' unione europea – Next Generation EU.

L'area in questione è compresa tra via Giuseppe Massari, via Enrico Reycond e via Orbetello, censita al Catasto Terreni, Foglio 1054, particella 91. La superficie complessiva su cui si svilupperà l'ecocentro è di forma rettangolare, libera da fabbricati. Si tratta di circa 4000 metri quadrati con un fronte di circa 90 metri lungo via Massari e di circa 40 metri lungo via Reycond.



Fig. 1: Vista aerea dell'area oggetto di intervento da Google Maps.

## 1.1 INQUADRAMENTO

### 1.1.1 Descrizione dell'intervento

L'intervento in progetto prevede la realizzazione dei seguenti manufatti:

- Un piccolo edificio in c.a., comprendente un locale destinato a guardiola/ufficio per la sorveglianza e ricevimento per il cliente, un servizio igienico e un locale impiantistico;
- Un'area destinata alla collocazione di cassoni scarrabili per la raccolta differenziata e delle aree di sosta per consentire un agevole conferimento dei materiali a cura dei conferenti. Dette aree saranno rialzate, tramite rampa veicolare, per agevolare lo scarico del materiale da parte degli utenti;
- Una tettoia in carpenteria metallica, in prossimità dell'uscita dell'Ecocentro, di dimensione pari a circa 27.00 x 5.50m e altezza pari a circa 4m da quota piazzale, a protezione della zona di conferimento e deposito di rifiuti cosiddetti "pericolosi", quali vernici, olii, RAEE;
- Una tettoia in carpenteria metallica, di dimensione pari a circa 21.00 x 10.00m e altezza pari a circa 6m da quota piazzale, a protezione dei rifiuti R1, R3 e R4 che saranno depositati in appositi contenitori stagni.

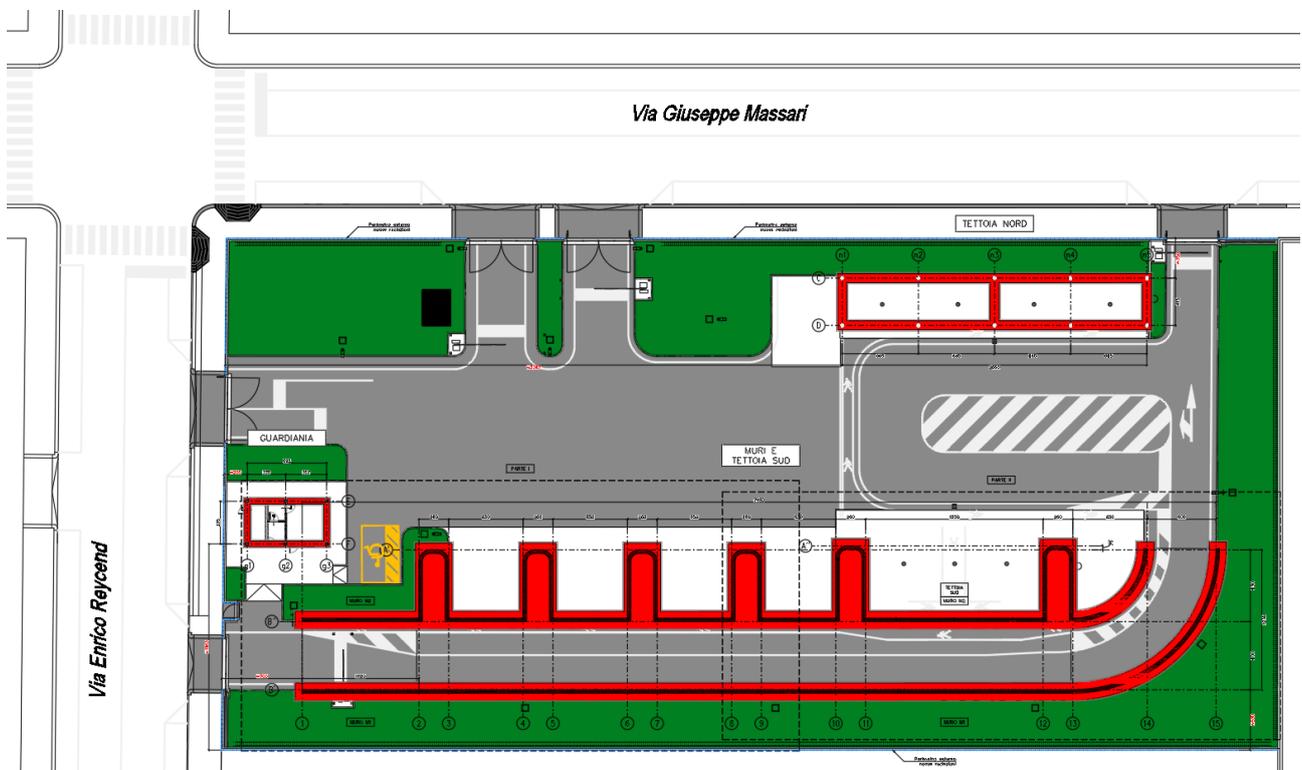


Fig. 2: Pianta di inquadramento degli interventi.

Dal punto di vista tecnico – costruttivo, gli interventi in oggetto rientrano nella classificazione di **intervento di nuova costruzione**, ai sensi dei par. 4 e 7 del D.M. 17/01/2018.

Si procederà pertanto al dimensionamento delle opere e componenti strutturali adottando il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*, secondo le disposizioni ed i livelli di sicurezza riportati nelle norme tecniche per le costruzioni vigenti (D.M. 17/01/2018).

#### 1.1.2 Localizzazione del sito

Le opere strutturali in oggetto verranno realizzate nel Comune di Torino (TO), che si trova in **zona sismica 3**, secondo la classificazione sismica del territorio regionale indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale del Piemonte n. 4-3084 del 12 dicembre 2011 ed in seguito modificata con la D.G.R. n. 65-7656 del 21 maggio 2014 e con la D.G.R. n.6-887 del 30 dicembre 2019.

#### 1.1.3 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica

Secondo quanto previsto dal par. 2.4 del D.M. 17/01/2018, ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alle opere strutturali in oggetto sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale: 50 anni (opera tipo 2, “*opera ordinaria*”);
- coefficiente d'uso: 1.00 (corrispondente alla classe d'uso II, “*costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e funzioni pubbliche e sociali essenziali*”);
- periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N \cdot C_u = 50$  anni.

## 1.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta tenendo conto delle caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) del terreno relativamente alla zona in cui verrà realizzato l'intervento, desunte dalla relazione geologica e sismica, a firma del Dott. Geol. Giuseppe GENOVESE della GENOVESE E ASSOCIATI S.T.P. S.R.L., che viene riportata in allegato al termine del presente documento.

Le indagini pregresse e le campagne condotte nelle immediate vicinanze del sito in oggetto, in via Reycend 23 ed in via Veronese angolo via Fea, illustrate nella suddetta relazione geologica e sismica, hanno permesso di delineare il modello geologico e di costruire la successione stratigrafica dell'area e la caratterizzazione sismica del sedime.

Considerata la vicinanza con il sito oggetto di intervento e tenuto conto delle informazioni a disposizione, non si è ritenuto necessario eseguire ulteriori indagini geognostiche specifiche.

## 2.     **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli statici, i particolari costruttivi, le caratteristiche dei materiali impiegati, le prescrizioni tecniche, le modalità d'esecuzione e gli elaborati grafici del progetto esecutivo sono stati redatti nell'osservanza della normativa vigente che attualmente regola l'esecuzione delle opere strutturali:

- **D.M. Infrastrutture e Trasporti 17 gennaio 2018 (anche indicato come NTC2018):**  
*“Aggiornamento delle Norme Tecniche delle costruzioni”.*
  
- **Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019:**  
*“Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche delle Costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”.*
  
- **Legge n. 1086 del 5/11/1971:**  
*“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.*
  
- **Circolare 14/02/1974 del Ministero dei LL.PP.:**  
*“Istruzioni per l'applicazione della Legge 05/11/1971, n. 1086”.*
  
- **D.P.R. 06/06/2001 n.380:**  
*“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”.*

### 3. TERRENO

Si richiama in seguito quanto riportato nella relazione geologica e sismica.

#### 3.1 COORDINATE DEL SITO

Il sito in oggetto si colloca nel comune di Torino (TO), che ricade in zona sismica 3.

Si riportano le coordinate del sito:

- longitudine: 7.670920 ° E,
- latitudine: 45.107720 ° N.



Fig. 3: Estratto mappale geoportale geo-Piemonte.

#### 3.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO

Le indagini pregresse e le campagne condotte nelle immediate vicinanze del sito in oggetto hanno permesso di delineare un modello geologico caratterizzato da un orizzonte superficiale di materiale di riporto, a cui segue uno strato sabbioso di modesta valenza geotecnica, esteso fino a

3.00-3.50m da piano campagna. Oltre tale profondità, si è riscontrato un progressivo miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche del sedime, dovuto all'incremento del grado di addensamento e alla comparsa di facies ghiaioso – ciottolose a granulometria più grossolana.

La successione stratigrafica dell'area può quindi essere schematizzata come segue:

- Da p.c. a -1,10m: terreno di riporto eterogeneo costituito da ghiaie e sabbie eterometriche, debolmente limose, frammiste a materiale di origine antropica;
- Da -1,10m a -2,80m: sabbie medio grossolane, con subordinata ghiaia, moderatamente addensate;
- Da -2,80m a -3,50m: sabbie eterometriche da limose a debolmente limose poco addensate;
- Oltre -3,50m: ghiaie medie sabbiose, da limose a debolmente limose, poligeniche.

Si riassumono in seguito i parametri geotecnici caratteristici calcolati.

	litotipo	Tetto [m]	Letto [m]	$\phi'k$ [°C]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	c' [kPa]
<b>UNITÀ 1</b>	Riporto	p.c.	1,10	30	1,8	210	0,0
<b>UNITÀ 2</b>	Sabbie addensate	1,10	2,80	33	1,8	300	0,0
<b>UNITÀ 3</b>	Sabbie sciolte	2,80	3,50	30	1,8	210	0,0
<b>UNITÀ 4</b>	ghiaie	3,50	10,00	38	1,9	495	0,0

Fig. 4: Estratto relazione geologica - sismica.

Tenuto conto delle dimensioni assegnate alle fondazioni e delle caratteristiche di rigidità del terreno ricavate dalla relazione geologica e sismica (ved. Fig. 5), il sottosuolo è stato schematizzato assumendo una costante elastica (modulo di reazione di Winkler) pari a  $k_w = 3 \text{ daN/cm}^3$ .

Tipologia fondazionale	Approccio 2		Coeff. di sottofondo k Winkler (kg/cm <sup>3</sup> )
	Q <sub>lim.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Rd (kg/cm <sup>2</sup> )	
	M1	M1+R3	
platea 4,5 x 6,5 m	8,28	3,60	3,31

Fig. 5: Estratto relazione geologica - sismica.

A seguito delle analisi numeriche effettuate, in ogni caso, si è riscontrato che la variabilità di  $k_w$  entro i limiti indicati non incide in modo significativo sulla valutazione delle pressioni agenti sul terreno e delle sollecitazioni agenti nelle strutture di fondazione, pertanto al fine di massimizzare gli

spostamenti si farà riferimento al valore di cui sopra.

In accordo con quanto indicato da Terzaghi e Peck (1948), a favore di sicurezza, si limita inoltre il cedimento massimo del terreno di fondazione al valore 25mm.

### 3.3 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E TOPOGRAFICHE DEL SITO

Richiamando la relazione geologica e sismica, per la caratterizzazione sismica del sedime, si è fatto riferimento alla prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) eseguita nelle vicinanze, finalizzata ad ottenere i valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{Seq}$ ), parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli secondo le NTC2018.

Il valore di  $V_{Seq}$  ottenuto è pari a 437m/sec, per il quale, in riferimento alle NTC2018, il sedime è ascrivibile alla categoria di sottosuolo B, corrispondente a *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360m/sec e 800m/sec.”*

L’indagine HVSR eseguita contestualmente alla MASW, inoltre, non ha evidenziato picchi di risonanza in corrispondenza delle frequenze d’interesse ingegneristico.

Per quanto riguarda la falda, la superficie piezometrica della prima falda freatica si attesta in condizioni di regime idrogeologico ordinario, ad una profondità di circa 15m dal piano campagna attuale.

Secondo quanto previsto dall’articolo 7.11.3.4.2 delle NTC2018, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto l’accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta inferiore a 0,1g.

In riferimento alle prescrizioni del par. 3.2 del D.M. 17/01/2018, in accordo con la relazione geologica e sismica, sono stati definiti i seguenti parametri di calcolo:

- categoria sottosuolo: B; coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.200$ ;
- categoria topografica T1; coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.000$ .

### 3.4 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Si riporta il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, eseguito seguendo la formulazione di Brinch – Hansen (1970) nella combinazione **A1M1R3 (Approccio 2**, ved. par. 4.2.2 e 4.2.3).

La capacità portante viene ricavata per le strutture di fondazione della guardiania e della tettoia nord, con riferimento a favore di sicurezza al terreno dell’Unità 1, ossia al più scadente tra quelli definiti al par. 3.2.

Si considerano nei tabulati che seguono le fondazioni di tipo nastriforme aventi dimensioni rispettivamente pari a 50x740cm e 80x2740cm, ipotizzando un approfondimento pari allo spessore 30cm e 35cm.

DATI DEL TERRENO	
$\gamma'$	18.00 kN/m <sup>3</sup> 1800 daN/m <sup>3</sup>
$c'$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\phi'$	30 ° 0.523598776 rad

APPROCCIO DI CALCOLO	
Approccio	2 -
M1/M2	1 -
$c'_d$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\phi'_d$	30 ° 0.523598776 rad

N.B.: Per il calcolo dei fattori di capacità portante si è fatto riferimento al testo **Fondazioni** di Renato Lancellotta e José Calavera, McGraw-Hill 1999

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE					
Vesic, 1973 / Prandtl, 1921	Meyerhof, 1963	Vesic, 1973	Vesic, 1973	Brinch-Hansen, 1970	Brinch-Hansen, 1970
$N_\gamma$ 22.40248627	$s_\gamma$ 1.02027027	$dc$ 1.183158754	$i_\gamma$ 1	$by$ 1	$gy$ 1
$N_c$ 30.13962779	$sc$ 1.040540541	$ic$ 1	$bc$ 1	$gc$ 1	
$N_q$ 18.40112222	$sq$ 1.02027027	$dq$ 1.173205081	$iq$ 1	$bq$ 1	$gq$ 1

CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA		
$q_{ult,\gamma}$	102.85 kN/m <sup>2</sup>	Terreno
$q_{ult,c}$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$q_{ult,q}$	118.94 kN/m <sup>2</sup>	Sovraccarico
$q_{ult}$	<b>221.79 kN/m<sup>2</sup></b> <b>2.218 daN/cm<sup>2</sup></b>	Capacità portante ultima

CAPACITÀ PORTANTE LIMITE		
$\gamma'_R$	2.30	
$q_{amm}$	<b>96.43 kN/m<sup>2</sup></b> <b>0.964 daN/cm<sup>2</sup></b>	Capacità portante limite

GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE	
$B_X$	0.50 m
$ex$	0.00 m
$B_R$	0.50 m
$L_Y$	7.40 m
$ey$	0.00 m
$L_R$	7.40 m
$D$	0.30 m
$\alpha$	0 °
$\omega$	0 rad

SOVRACCARICO LATERALE	
$q'est$	0.00 kN/m <sup>2</sup>
$q'terr$	5.40 kN/m <sup>2</sup>
$q'tot$	5.40 kN/m <sup>2</sup>

Fig. 6: Verifica della capacità portante in combinazione AIMIR3 - guardiania.

Il carico massimo ammesso a SLU per il terreno in oggetto risulta pari a **0.964 daN/cm<sup>2</sup>**.

DATI DEL TERRENO	
$\gamma'$	18.00 kN/m <sup>3</sup> 1800 daN/m <sup>3</sup>
$c'$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\phi'$	30 ° 0.523598776 rad

APPROCCIO DI CALCOLO	
Approccio	2 -
M1/M2	1 -
$c'_d$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\phi'_d$	30 ° 0.523598776 rad

N.B.: Per il calcolo dei fattori di capacità portante si è fatto riferimento al testo **Fondazioni** di Renato Lancellotta e José Calavera, McGraw-Hill 1999

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE					
Vesic, 1973 / Prandtl, 1921	Meyerhof, 1963	Vesic, 1973	Vesic, 1973	Brinch-Hansen, 1970	Brinch-Hansen, 1970
$N_\gamma$ 22.40248627	$s_\gamma$ 1.008759124	$dc$ 1.133553258	$i_\gamma$ 1	$by$ 1	$g_\gamma$ 1
$N_c$ 30.13962779	$sc$ 1.017518248	$ic$ 1	$bc$ 1	$gc$ 1	$g_c$ 1
$N_q$ 18.40112222	$sq$ 1.008759124	$dq$ 1.126295371	$iq$ 1	$bq$ 1	$gq$ 1

CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA		
$q_{ult,\gamma}$	162.71 kN/m <sup>2</sup>	Terreno
$q_{ult,c}$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	Coesione
$q_{ult,q}$	131.71 kN/m <sup>2</sup>	Sovraccarico
$q_{ult}$	<b>294.42 kN/m<sup>2</sup></b> <b>2.944 daN/cm<sup>2</sup></b>	Capacità portante ultima

CAPACITÀ PORTANTE LIMITE		
$\gamma'_R$	$q_{amm}$	128.01 kN/m <sup>2</sup>
2.30		<b>1.280 daN/cm<sup>2</sup></b>
		Capacità portante limite

GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE		
$B_X$	0.80 m	Base fondazione lungo X
$e_x$	0.00 m	Eccentricità x
$B_R$	0.80 m	Base ridotta (Meyerhof, 1953)
$L_Y$	27.40 m	Lunghezza fondazione lungo Y
$e_y$	0.00 m	Eccentricità y
$L_R$	27.40 m	Lunghezza ridotta (Meyerhof, 1953)
$D$	0.35 m	Approfondimento fondazione
$\alpha$	0 °	Inclinazione piano posa fondazione
$\omega$	0 °	Inclinazione piano campagna

SOVRACCARICO LATERALE		
$q'_{est}$	0.00 kN/m <sup>2</sup>	Sovraccarico su piano di posa
$q'_{terr}$	6.30 kN/m <sup>2</sup>	Sovraccarico terreno
$q'_{tot}$	6.30 kN/m <sup>2</sup> 0.063 daN/cm <sup>2</sup>	Sovraccarico totale

Fig. 7: Verifica della capacità portante in combinazione AIMIR3 – tettoia nord.

Il carico massimo ammesso a SLU per il terreno in oggetto risulta pari a **1.281 daN/cm<sup>2</sup>**.

Per le altre strutture (piede di fondazione dei muri di sostegno), si rimanda direttamente al tabulato della verifica di capacità portante restituito dal software di calcolo utilizzato.

## 4. METODO DI CALCOLO E CRITERI GENERALI DI ANALISI

### 4.1 METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Per quanto riguarda il calcolo delle strutture, si adotta il *metodo semiprobabilistico agli stati limite*. Si farà riferimento a quanto risulta indicato nell'Aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. del 17/01/2018), in base a cui le strutture devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), attraverso il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni applicate e controllando aspetti di funzionalità e stati tensionali.

### 4.2 STATO LIMITE ULTIMO (S.L.U)

#### 4.2.1 Combinazione delle azioni

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più gravose ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Si ricava quanto segue:

- combinazione statica:  $\gamma_{G1} G_{k,1} + \gamma_{G2} G_{k,2} + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \sum_{i=2} (\psi_{0,i} Q_{k,i})$

con:

$G_{k,1}$  = valore caratteristico dei pesi propri strutturali,

$G_{k,2}$  = valore caratteristico dei carichi permanenti portati,

$Q_{k,1}$  = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione,

$Q_{k,i}$  = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti,

$\psi_{0,i}$  = coefficienti di combinazione (riportati nella tabella 2.5.I delle NTC2018),

$\gamma$  = coefficienti parziali di sicurezza (riportati nella tabella 2.6.I delle NTC2018).

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Per quanto concerne i muri di sostegno, si suppone che questi possano essere soggetti a forze orizzontali indotte dall'urto con un veicolo in manovra. Si considera pertanto la combinazione delle azioni eccezionale, ai fini del dimensionamento e delle verifiche, che introduce appunto l'azione di progetto  $A_d$ :

$$G_{k,1} + G_{k,2} + P + A_d + \sum_{i=1} (\psi_{2,i} Q_{k,i})$$

#### 4.2.2 Definizione dell'approccio progettuale

La normativa NTC2018 al par. 2.6.1 distingue in particolare tre principali stati limite ultimi:

- *stato limite di equilibrio (SLU EQU)*: considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi. Tale stato limite è da prendersi come riferimento per le verifiche del ribaltamento.
- *stato limite di resistenza della struttura (SLU STR)*: riguarda la struttura, compresi gli elementi della fondazione. Tale stato limite è da prendersi come riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve fare riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- *stato limite di resistenza del terreno (SLU GEO)*: tale stato limite è da prendersi come riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura.

La verifica delle strutture oggetto della presente relazione sarà condotta facendo riferimento, per le condizioni SLU (GEO e STR), alle combinazioni di coefficienti relative all'**Approccio 2**.

Nelle verifiche effettuate seguendo tale approccio, si interviene con i coefficienti parziali di sicurezza, in modo da penalizzare le azioni applicate alla struttura (coefficienti A1) e la resistenza globale connessa con il metodo di calcolo adottato (coefficienti R3).

Nelle verifiche a SLU per il dimensionamento geotecnico (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso individuati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con

le fondazioni. Nelle verifiche a SLU per il dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza nei singoli elementi costituenti la stessa. Le analisi vengono condotte secondo la Combinazione (A1+M1+R3), in cui i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno sono assunti pari a 1 (M1), le azioni di progetto derivano da una sola analisi strutturale, eseguita impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

I coefficienti relativi alla resistenza globale del sistema  $\gamma_R$  sono posti pari a R3 per tutte le verifiche, ad eccezione di quelle strutturali, per le quali si adottano comunque i fattori unitari R1.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  sono riportati nelle tabelle 2.6.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018, in funzione dell'effetto favorevole o sfavorevole e delle verifiche considerate.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

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

Al fine di ricavare le massime sollecitazioni agenti nei singoli elementi della struttura, si assumono le combinazioni delle azioni seguenti:

- $\gamma_{G1} = 1.30$ ;  $\gamma_{G2} = 1.50$ ;  $\gamma_Q = 1.50$  (combinazione statica, effetto sfavorevole carichi),
- $\gamma_{G1} = 1.00$ ;  $\gamma_{G2} = 1.00$ ;  $\gamma_Q = 0$  (combinazione statica, effetto favorevole carichi).

#### 4.2.3 Verifiche geotecniche

Le verifiche di stabilità geotecnica riguardano:

- *Verifica di capacità portante*

La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, è calcolata usando la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i diversi contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i fattori correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di azione orizzontale (i), all'angolo di inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g).

Si fa riferimento ai paragrafi 6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC2018 per le fondazioni ed ai paragrafi 6.5.3.1.1 e 7.11.6.2 delle NTC2018 per i muri di sostegno. Essa viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

- Approccio di calcolo: 2
- Stato limite (SLU): STR/GEO
- Coefficienti parziali:  $A_1, M_1, R_3$

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

dove:

$q_d$  = pressione media all'imposta

$q_{lim}$  = resistenza limite del terreno

$\gamma_R$  = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

#### 4.2.4 Calcolo delle spinte sui muri controterra

Le spinte indotte sui muri contro terra sono calcolate facendo riferimento ad un coefficiente di spinta K. Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (ved. Renato LANCELOTTA "Geotecnica" (2004) – NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)).

Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno posto a monte dell'opera in poligoni semplici individuati dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia diverse superfici di scivolamento a ciascuna quota di calcolo lungo il paramento, definendo la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

Alla generica profondità  $z$  lo stato tensionale nel terreno è individuato dalle pressioni verticale  $\sigma_v$  ed orizzontale  $\sigma_h$ : la prima interessa le parti di struttura orizzontale (estradosso fondazioni), la seconda le parti verticali (parete muro). Detto  $\gamma$  il peso specifico del terreno, trascurando la coesione e assunta l'ipotesi di superficie di rottura piana, si ha:

$$\begin{aligned}\sigma_v &= z \cdot \gamma \\ \sigma_h &= z \cdot \gamma \cdot K\end{aligned}$$

in cui  $K$  rappresenta il coefficiente di spinta.

In generale, la spinta statica, esercitata dal terreno di monte sul manufatto (indicando con  $H$  la sua altezza), caratterizzata da un diagramma di spinta linearmente variabile, è data dalla relazione:

$$S_{st} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K$$

La spinta statica, esercitata da un sovraccarico  $q$ , uniformemente distribuito ed infinitamente esteso sul terrapieno, è caratterizzata da un diagramma di spinta uniforme, pari a:

$$S_q = q \cdot K$$

Se la struttura permette al terreno di espandersi lateralmente, la pressione su di essa diminuisce e raggiunge un minimo nel momento in cui il cuneo di spinta inizia lo scorrimento lungo la superficie di rottura: tale valore minimo corrisponde alla pressione attiva, caratterizzata dal coefficiente di spinta attiva  $K_a$ . Se la struttura viene invece spinta contro il terreno producendone una compressione laterale, la pressione del terreno aumenta e raggiunge il massimo nell'istante di incipiente scorrimento: tale valore massimo corrisponde alla pressione passiva, caratterizzata dal coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

Detti  $\phi$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno,  $\beta$  l'inclinazione del paramento verticale del muro rispetto alla verticale,  $\delta$  l'angolo di attrito muro-terreno ed  $i$  l'inclinazione del terreno rispetto al piano orizzontale, le equazioni che danno i valori di spinta attiva  $K_a$  e spinta passiva  $K_p$  risultano le seguenti:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\cos(\beta - \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Tali equazioni sono basate sull'assunzione di superfici di scorrimento piane. Nel caso in esame si assume un angolo di attrito muro-terreno pari a  $\delta = 2/3 \phi$ .

#### 4.2.5 Verifiche strutturali

Le verifiche a SLU strutturali riguardano:

- *Pressoflessione*

La pressoflessione è verificata utilizzando i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio), in accordo con quanto riportato nelle NTC2018 par. 4.1.2.1.2 e 4.1.2.3.4.

- *Taglio*

La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata, seguendo le NTC2018 par. 4.1.2.3.5.

#### 4.2.6 Calcolo delle strutture in c.a.

Il calcolo e le verifiche delle strutture in c.a. saranno effettuati seguendo le prescrizioni del par. 4.1 delle NTC2018 e le caratteristiche dei materiali espresse nella relazione tecnica.

#### 4.2.7 Calcolo delle strutture in carpenteria metallica

La verifica delle sezioni in carpenteria metallica viene condotta secondo le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17.01.2018 allo “Stato limite ultimo in campo elastico” (NTC2018 par. 4.2.4.1.2) e tenendo conto delle caratteristiche dei materiali espresse nella relazione tecnica. Ne consegue che la verifica si esegue applicando la disequaglianza:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

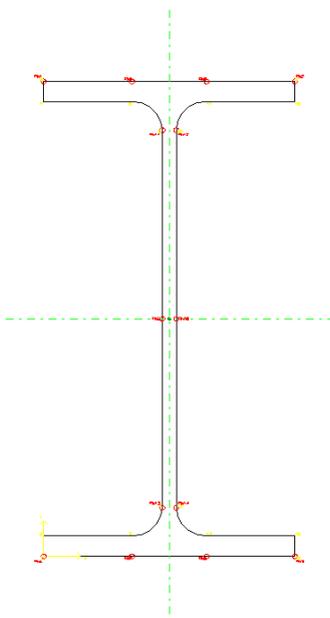
$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Il programma di calcolo considera tutte le caratteristiche di sollecitazione della sezione di riferimento (Sforzo normale, Taglio lungo Z e Y, Momento torcente, Momento flettente intorno a Z e a Y).

Il termine a sinistra del segno di disequaglianza è detto “tensione



ideale secondo il criterio di Von Mises” (simbolo  $\sigma_i$  oppure  $\sigma_{id}$ ).

Il calcolo delle tensioni ideali è fatto in alcuni punti all’interno della sezione, chiamati “Punti notevoli” scelti in modo da determinare un valore di tensione ideale significativamente elevato (punti con massima tensione tangenziale, massima tensione normale o presenza simultanea delle 2). Ad esempio, in una sezione ad I o doppio T, tipo IPE o HE, si considereranno le 4 estremità delle ali, i punti di attacco ala – anima e i punti di intersezione tra l’anima e l’asse orizzontale baricentrico (vedi figura). Per ogni punto, il programma di calcolo ricava i termini che permettono di conoscere le tensioni normali e le tensioni tangenziali per taglio e torsione.

Una seconda verifica, condotta per elementi presso inflessi, riguarda l’instabilità per carico di punta. La verifica prevede il controllo della disequaglianza (ved. par. C4.2.4.1.3.3 della Circolare 21 gennaio 2019):

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.32)$$

dove:

$\chi_{min}$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all’inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y$  e  $W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$  e  $N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all’inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{yeq,Ed}$  e  $M_{zeq,Ed}$  sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l’asta si assume, per ogni asse principale di inerzia:

$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M \quad (C4.2.33)$$

essendo  $M_{m,Ed}$  il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed} \quad (C4.2.34)$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità  $M_a$  e  $M_b$ ,  $|M_a| \geq |M_b|$ , si può assumere per  $M_{eq,Ed}$  il seguente valore:

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \quad (C4.2.35).$$

L’analisi e la verifica delle strutture in acciaio, a favore di sicurezza, sono condotte per tutte le sezioni con riferimento alle formulazioni proposte per la classe 3 (“sezioni moderatamente snelle”), limitando nel caso della classe 4 (“sezioni snelle”) la sezione resistente dell’elemento strutturale a quella efficace.

### 4.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (S.L.E.)

Le combinazioni da considerare sono 3 (in tabella 2.5.I sono riportati i valori dei fattori  $\psi$ ):

- combinazione rara:  $G_{k,1} + G_{k,2} + P + Q_{k1} + \sum_{i=2} (\psi_{0,i} Q_{k,i})$
- combinazione frequente:  $G_{k,1} + G_{k,2} + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2} (\psi_{2,i} Q_{k,i})$
- combinazione quasi permanente:  $G_{k,1} + G_{k,2} + P + \sum_{i=1} (\psi_{2,i} Q_{k,i})$

#### 4.3.1 Strutture in c.a.

Gli stati limite di esercizio da considerare, per le strutture in c.a., sono:

- Verifica di deformabilità,
- Verifica di fessurazione,
- Verifica delle tensioni di esercizio,
- Verifica di vibrazione.

### 4.4 PROGETTAZIONE AZIONE SISMICA

#### 4.4.1 Criteri di progettazione

Si rimanda al par. 1.1 per la definizione della vita nominale, della classe d'uso e del periodo di riferimento ed ai par. 3.1 e 3.3 per la definizione delle coordinate e dei parametri stratigrafici e topografici del sito, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica di progetto.

Ai fini del rispetto del par. 7.2 del D.M. 17/01/2018, si precisano i criteri di progettazione e modellazione:

- Classe di duttilità: le strutture sono progettate come non dissipative.
- Regolarità: la costruzione in oggetto è regolare.
- Tipologia strutturale: la struttura sismo resistente è a telaio in c.a. (guardiania) o a pendolo inverso (tettoie) con fondazioni in c.a..
- Fattore di comportamento: si farà riferimento conservativamente per tutte le strutture ad un **fattore di comportamento pari a 1.00** (struttura non dissipativa);
- Requisiti fondazioni: le fondazioni superficiali sono progettate per restare in campo elastico (devono presentare comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento assegnato alla struttura che poggia su di esse). Le verifiche strutturali, in presenza di sisma, nelle sezioni corrispondenti verranno condotte, sulla base del confronto tra i valori massimi delle tensioni agenti a SLU ed i limiti imposti dalla normativa per le verifiche a SLE, seguendo quanto indicato al par. 7.2.5 delle NTC2018.
- Collegamenti tra fondazioni: le fondazioni sono costituite da travi formanti un reticolo chiuso e pertanto risultano collegate.

- Modellazione: si è realizzato un modello di calcolo della struttura lineare tridimensionale.

La rigidezza flessionale e a taglio degli elementi in c.a. è stata ridotta al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, in accordo con il par. 7.2.6 delle NTC2018, in modo da tener conto della fessurazione.

#### 4.4.2 Metodo di analisi

Ai fini del rispetto dei limiti e vincoli imposti dal par. 7.3 del D.M. 17/01/2018 si precisa il metodo di analisi dell'azione sismica adottato:

- Metodo di analisi: si è utilizzato un sistema di **analisi dinamica modale** per le strutture della guardiania e delle tettoie, mentre si è utilizzata un'**analisi con metodo pseudostatico** per i muri controterra.

L'analisi sismica è eseguita individuando prima di tutto le condizioni di carico da utilizzare per la definizione delle masse secondo l'espressione seguente:

$$G_{k,1} + G_{k,2} + \sum_{i=1} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

$G_{k,i}$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti,

$\psi_{2i}$  è il fattore di combinazione che dà il valore quasi permanente dell'azione variabile  $Q_i$ ,

$Q_{ki}$  è il valore caratteristico delle azioni variabili.

Con riferimento alle coordinate indicate nei paragrafi precedenti, sono stati valutati i parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*c$  necessari per la definizione dello spettro di risposta.

#### 4.4.3 Metodo pseudostatico per muri controterra

Per la valutazione delle spinte generate dal terreno sulle strutture di contenimento in presenza di sisma, si farà riferimento all'analisi pseudo-statica descritta sia nel capitolo 7.3.2 dell'Eurocodice 8 (UNI EN 1998-5:2005) che nel capitolo 7.11.6 dell'NTC2018. L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente, pari al prodotto delle forze gravitazionali per opportuni coefficienti sismici, rispettivamente orizzontale e verticale, così definiti:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove l'accelerazione massima  $a_{\max}$  vale (con riferimento agli SLV):

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

$S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, mentre  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica.

$\beta_m$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, il cui valore è pari a 0.38 per le verifiche a SLV e 0.47 per le verifiche a SLD.

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, si assume il valore  $\beta_m = 1$  (ipotesi valida nel caso si supponga che il muro non sia libero di scorrere o ruotare al piede).

Nel caso di strutture rigide, in condizioni sismiche, si sviluppano spinte maggiori rispetto a quella attiva; è pertanto più appropriato ipotizzare il terreno in stato di riposo, applicando così come definito dall'EC8 (UNI EN 1998-5:2005, appendice E punto 9) la seguente relazione ai fini della valutazione delle sovraspinte legate al sisma (applicata a metà altezza muro):

$$\Delta P_d = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che questo incremento sia applicato a metà altezza del muro. Le spinte sismiche, a favore di sicurezza, si considereranno applicate a metà altezza.

#### 4.4.4 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche strutturali, in presenza di sisma, saranno condotte con riferimento agli stati limite seguenti:

- combinazione sismica - SLV (Stato limite di salvaguardia della vita): equivalente alla verifica di SLU:

$$\circ E_{slv} + G_{k,1} + G_{k,2} + P + \sum_{i=1} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- combinazione sismica - SLD (Stato limite di prevenzione del danno): equivalente alla verifica di SLE:

$$\circ E_{sls} + G_{k,1} + G_{k,2} + P + \sum_{i=1} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

dove:

$G_{k,i}$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti,

$P$  rappresenta l'eventuale effetto indotto da una forza di precompressione,

$E_{slv}$  è l'azione sismica valutata allo SLV,

$E_{sls}$  è l'azione sismica valutata allo SLD,

$\psi_{2i}$  è il fattore di combinazione che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile  $Q_i$ ,

$Q_{ki}$  individua il valore caratteristico azioni variabili.

L'azione sismica E viene combinata secondo le due componenti spaziali X (asse longitudinale manufatto) e Y (asse trasversale manufatto), applicando le seguenti espressioni:

$$E_X = 1.00 E_x + 0.30 E_y \text{ (sisma direzione principale asse x),}$$

$$E_Y = 1.00 E_y + 0.30 E_x \text{ (sisma direzione principale asse y).}$$

La componente verticale del sisma viene considerata, in quanto si rientra nella casistica riportata dalle NTC2018 al paragrafo 7.2.2, terzo capoverso, essendo presenti elementi a sbalzo con luce maggiore di 4.00m. Sotto l'effetto delle azioni sismiche il rispetto degli stati limite è pertanto conseguito:

- nei confronti degli s.l.u. in quanto sono soddisfatte tutte le verifiche relative al solo SLV e sono state rispettate tutte le indicazioni progettuali e costruttive riportate al cap.7 del D.M. 17/01/2018;
- nei confronti degli s.l.e. ai sensi del par. 8.3 del D.M. 17/01/2018, in quanto sono soddisfatte le verifiche a SLD.

Si riporta un riassunto delle verifiche richieste dalle NTC2018 per gli stati limite introdotti (ved. Tab. 7.3.III delle NTC2018) e si rimanda ai paragrafi successivi per una descrizione sintetica delle medesime.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

(\*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(\*\*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

#### 4.4.5 Verifiche in presenza di sisma

##### 4.4.5.1 Verifiche di resistenza a S.L.V.

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ogni sollecitazione ( $E_d$ ), calcolato tenendo conto degli effetti delle non linearità geometriche, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ), ai sensi del par. 7.3.6.1 delle NTC2018.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate al cap. 4 delle NTC2018, integrate dalle regole di progettazione definite di volta al cap. 7 delle NTC2018. Il progetto e le verifiche ultime in presenza di sisma sono condotte allo SLV

(*stato limite di salvaguardia della vita*), ammettendo tuttavia che sia le parti strutturali che quelle non strutturali della costruzione possano subire danneggiamenti anche consistenti, con sviluppo di deformazioni anche in campo non lineare, ma in ogni caso è garantita la stabilità delle membrature in modo tale da assicurare la salvaguardia della vita.

#### 4.4.5.2 Verifiche di duttilità a S.L.V.

Deve essere verificato, in accordo con il par. 7.3.6.1 delle NTC2018, che i singoli elementi strutturali, nonché la struttura nel suo insieme, possiedano una duttilità coerente con il fattore di comportamento  $q$  adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche indicate per le diverse tipologie costruttive.

La capacità che ha una struttura di resistere (anche con ingenti danni) ad un evento sismico è strettamente legata alla possibilità che essa ha di dissipare l'energia sismica. Tale dissipazione può avvenire soltanto se la struttura entra in campo post-elastico, mediante la formazione di meccanismi in grado di dissipare l'energia con deformazioni plastiche permanenti concentrate in zone critiche (cerniere plastiche).

Sulla base di questo principio si basa la progettazione strutturale in zona sismica: per resistere senza crollo a sismi di elevate intensità, la struttura deve possedere risorse di cui può disporre oltre il proprio limite elastico, entrando in campo plastico. Lo scopo delle verifiche di duttilità è quello di garantire un'adeguata capacità rotazionale delle cerniere plastiche progettate agli stati limite ultimi sismici per strutture dissipative. Ciascuna cerniera plastica, per scongiurare un collasso locale, deve quindi essere progettata in modo da possedere una capacità di duttilità in campo plastico, definito come rapporto tra curvatura ultima e curvatura al limite elastico, superiore alla domanda di duttilità.

Nel caso in oggetto, avendo assunto  $q = 1.00$ , non è richiesto il soddisfacimento di requisiti di duttilità essendo la struttura concepita come non dissipativa.

#### 4.4.5.3 Verifiche di rigidezza a S.L.D.

Per le costruzioni che ricadono in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile (ved. par. 7.3.6.1 delle NTC2018).

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, la condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano, ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD, siano inferiori al valore limite  $d_r < 0,005 h$  (valido per *tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa*), in cui  $d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, e  $h$  è l'altezza del piano.

## 5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA STRUTTURE DI FONDAZIONE

I dimensionamenti e le verifiche degli elementi costituenti le strutture in esame sono condotti a partire dagli involuipi delle sollecitazioni agenti e degli spostamenti, nel rispetto delle indicazioni riportate nei paragrafi 4 e 7 delle NTC2018.

Si riportano in seguito le verifiche geotecniche e strutturali relative alle opere in progetto, con particolare riferimento alle strutture di fondazione. Si rimanda per maggiori dettagli e per quanto qui non esposto alle relazioni di calcolo redatte per le strutture in esame.

### 5.1 FONDAZIONI GUARDIANIA

#### 5.1.1 Verifiche a SLU e a SLV della capacità portante

Si riporta il diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione a SLU, dato dall'involuppo di tutti i casi di carico statici e sismici.

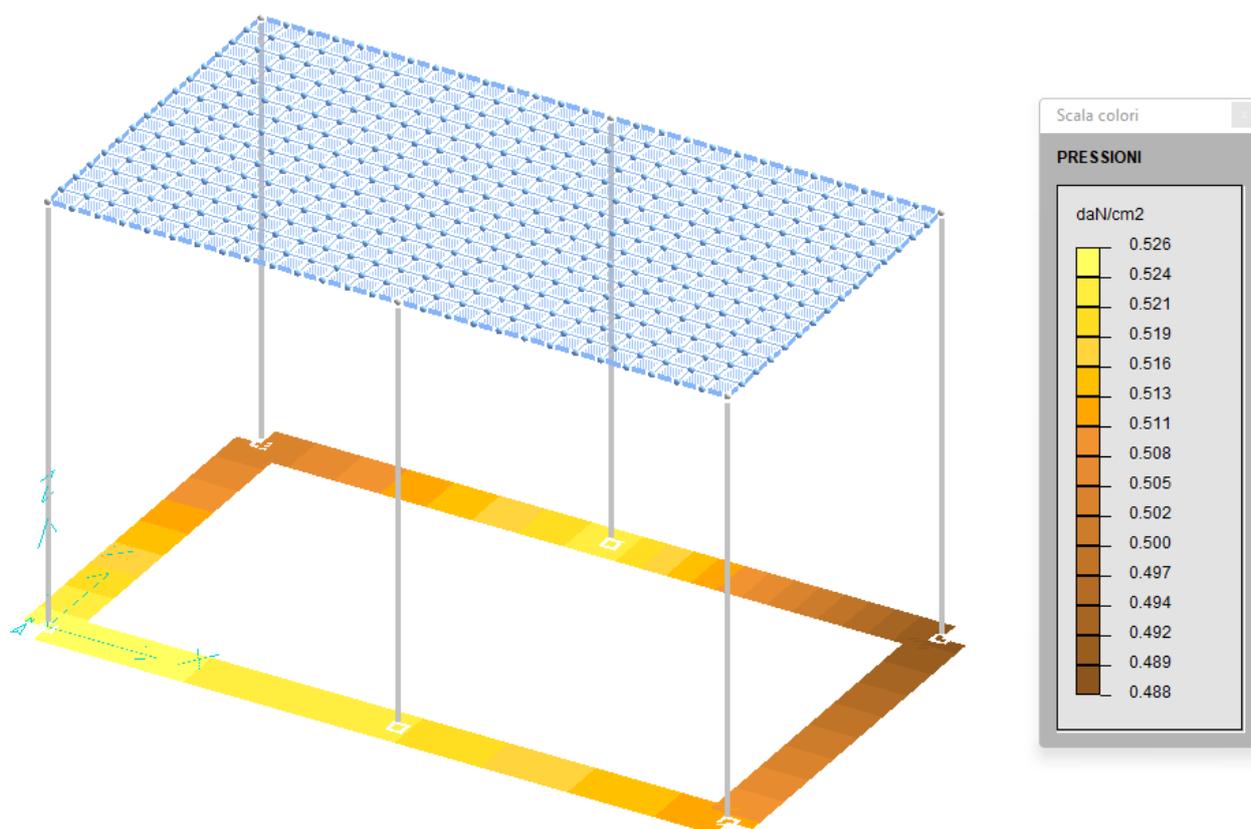


Fig. 8: Diagrammi pressioni sul terreno a SLU.

Il valore massimo della pressione è pari a  $0.526 \text{ daN/cm}^2$  e risulta inferiore al limite ricavato eseguendo il calcolo della capacità portante, riportato al par. 3.4.

### 5.1.2 Verifiche a SLE dei cedimenti

Con riferimento ai cedimenti in fondazione, dati dall'inviluppo di tutti i casi di carico di SLE (ved. Fig. 9), si ricava un valore assoluto massimo pari a 0.127 cm, che risulta inferiore al limite riportato nella relazione tecnica.

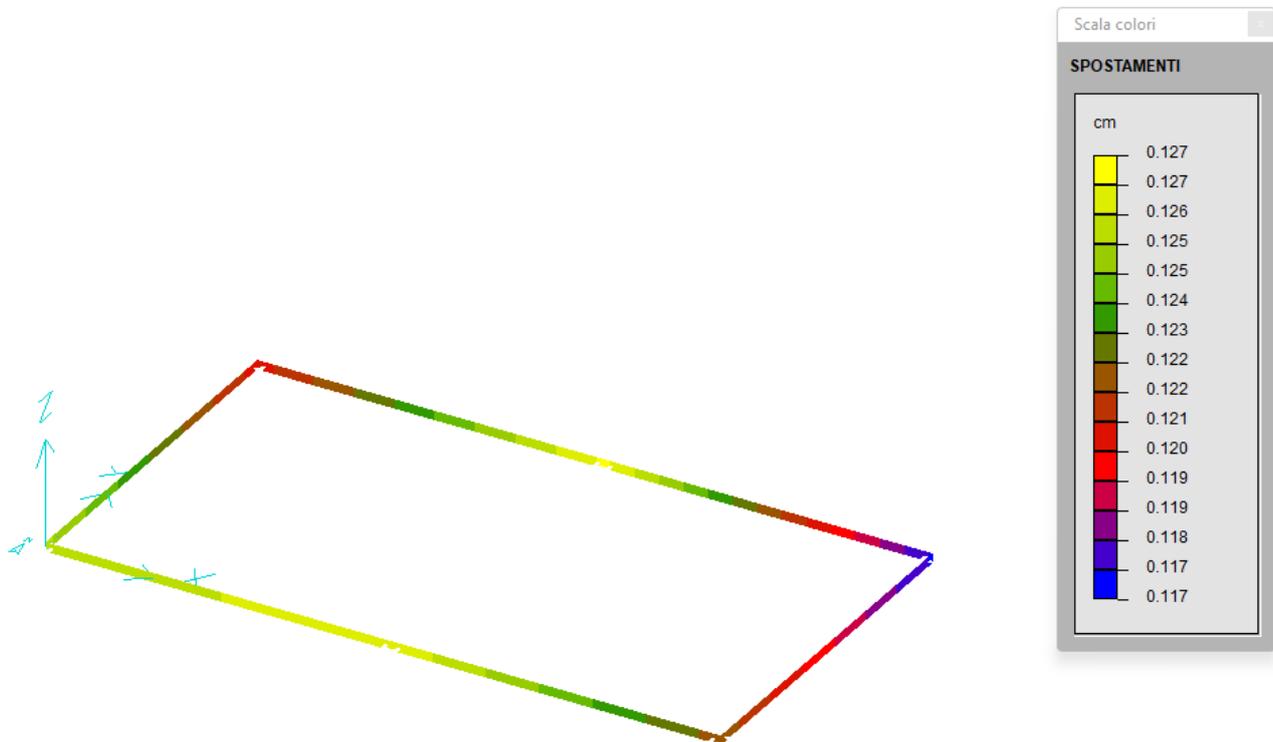


Fig. 9: Inviluppo diagrammi cedimenti strutture di fondazione (valori in cm).

### 5.1.3 Verifiche a SLU e a SLE delle travi di fondazione in c.a.

Si riporta la verifica, effettuata tramite il modulo "Trave Continua" del software di calcolo *DOLMEN 2024*, con riferimento all'inviluppo delle sollecitazioni agenti ricavate da tutti i casi di carico statici e sismici.

Il modulo permette di evidenziare l'inviluppo delle sollecitazioni agenti di momento flettente e taglio, tenendo conto anche della possibile presenza di effetti dovuti alle permutazioni dei carichi applicati. Una volta scelta l'armatura e soddisfatte le verifiche a SLU e a SLE, si ottiene un tabulato numerico che riporta i risultati delle medesime, esprimendo lo stato deformativo e tensionale dei materiali e l'apertura delle fessure.

Le travi presentano sezione pari a 50x30cm, armata con (4+4)  $\phi$  12 longitudinali e con staffe a 2 braccia  $\phi$  10/20, infittite nelle zone alla base dei pilastri. Si rimanda alle tavole di progetto per avere un'indicazione esaustiva delle armature disposte.

A favore di sicurezza, si trascura la sovrapposizione delle barre in corrispondenza della base dei pilastri, che incrementerebbe il momento resistente della sezione.

5.1.3.1 Travata G01 – G03

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T001 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecud=.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Scls(rara)=149.4; Scls(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wmax(fre.)=.4 ; wmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1'7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	1.
2.	SLU Max Neve	1.
3.	SLU VENTOX 1	2.
4.	SLU VENTOX 1	2.
5.	SLU VENTOX 2	2.
6.	SLU VENTOX 2	2.
7.	SLU VENTOX 3	2.
8.	SLU VENTOX 3	2.
11.	SLU con SISMAX PRINC16	
12.	SLU con SISMAX PRINC16	

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
15.	Rara	1.	22.	Frequente 1	1.	26.	Quasi Perm	1.
16.	Rara VentoX 1	2.	23.	Frequente 2	1.			
17.	Rara VentoY 1	2.	24.	Frequente VentoX 3	2.			
18.	Rara VentoX 2	2.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
19.	Rara VentoY 2	2.						
20.	Rara VentoX 3	2.						
21.	Rara VentoY 3	2.						

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 50X30; A=1500.; Jg=112500.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A1	3	3	3	0	355.	330.	11.833	1.3	1.21	30.041
2	A2	3	3	3	0	335.	310.	11.167	1.3	1.225	30.421

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-122987.	-.023	.059	-386154.	-.075	.186	2.	.286	3.14	SI
0.	0.	3.	1.	129207.	-.024	.062	386154.	-.075	.186	2.	.286	2.989	SI
104.	104.	3.	1.	-158160.	-.029	.076	-386154.	-.075	.186	2.	.286	2.442	SI
288.	288.	3.	1.	-19640.	-.004	.009	-386154.	-.075	.186	2.	.286	19.66	SI
344.	344.	3.	1.	319208.	-.061	.154	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.21	SI
355.	355.	3.	1.	319208.	-.061	.154	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.21	SI
> 355.	0.	3.	1.	315221.	-.06	.152	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.225	SI
424.	69.	3.	1.	-20108.	-.004	.01	-386154.	-.075	.186	2.	.286	19.2	SI
581.	226.	3.	1.	-142116.	-.026	.068	-386154.	-.075	.186	2.	.286	2.717	SI
690.	335.	3.	1.	-123344.	-.023	.059	-386154.	-.075	.186	2.	.286	3.131	SI
690.	335.	3.	1.	126437.	-.023	.061	386154.	-.075	.186	2.	.286	3.054	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve	
> 0.	0.	3.	3.	5619.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
30.	30.	3.	3.	5862.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
355.	355.	3.	3.	5862.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
> 355.	0.	3.	3.	5862.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
690.	335.	3.	3.	5619.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Scls	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	-49709.	-12.6	498.3	4.52	7.76	.0142	34.16	.049	SI
104.	104.	3.	1.	-113855.	-28.8	1141.3	4.52	7.76	.0326	34.16	.111	SI
355.	355.	3.	1.	232023.	-58.6	2325.9	4.52	7.76	.0665	34.16	.227	SI
> 355.	0.	3.	1.	229353.	-57.9	2299.1	4.52	7.76	.0657	34.16	.224	SI
581.	226.	3.	1.	-102757.	-26.	1030.1	4.52	7.76	.0294	34.16	.101	SI
690.	335.	3.	1.	-39831.	-10.1	399.3	4.52	7.76	.0114	34.16	.039	SI
690.	335.	3.	1.	46964.	-11.9	470.8	4.52	7.76	.0135	34.16	.046	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Vel
> 0.	0.	3.	1.	-5502.	-1.4	55.2	4.52	7.76	.0016	34.16	.005
141.	141.	3.	1.	-89080.	-22.5	893.	4.52	7.76	.0255	34.16	.087
355.	355.	3.	1.	188318.	-47.6	1887.8	4.52	7.76	.0539	34.16	.184
> 355.	0.	3.	1.	188274.	-47.6	1887.3	4.52	7.76	.0539	34.16	.184
581.	226.	3.	1.	-78415.	-19.8	786.1	4.52	7.76	.0225	34.16	.077
690.	335.	3.	1.	-4961.	-1.3	49.7	4.52	7.76	.0014	34.16	.005
690.	335.	3.	1.	12398.	-3.1	124.3	4.52	7.76	.0036	34.16	.012

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Vel
> 0.	0.	3.	1.	5555.	-1.4	55.7	4.52	7.76	.0016	34.16	.005
141.	141.	3.	1.	-84948.	-21.5	851.6	4.52	7.76	.0243	34.16	.083
355.	355.	3.	1.	180954.	-45.7	1814.	4.52	7.76	.0518	34.16	.177
> 355.	0.	3.	1.	180902.	-45.7	1813.4	4.52	7.76	.0518	34.16	.177
542.	187.	3.	1.	-74290.	-18.8	744.7	4.52	7.76	.0213	34.16	.073
690.	335.	3.	1.	3719.	-.9	37.3	4.52	7.76	.0011	34.16	.004

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	% Infer.	Barre	Barre
1	9.05	.603	4.52	.302	4d12
			4.52	.302	4d12

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.1.3.2 Travata G04 - G06

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 4 - Travata T004 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Sc1s(rara)=149.4; Sc1s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)=.4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	1.	22.	Frequente 1	1.	26.	Quasi Perm	1.
2.	SLU Max Neve	1.	23.	Frequente 2	1.			
3.	SLU VENTOX 1	2.	24.	Frequente VentoX 3	2.			
4.	SLU VENTOY 1	2.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
5.	SLU VENTOX 2	2.						
6.	SLU VENTOY 2	2.						
7.	SLU VENTOX 3	2.						
8.	SLU VENTOY 3	2.						
11.	SLU con SISMAX PRINC16							
12.	SLU con SISMAX PRINC16							

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 50X30; A=1500.; Jg=112500.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A5	3	3	3	0	355.	330.	11.833	1.3	1.21	30.041
2	A6	3	3	3	0	335.	310.	11.167	1.3	1.225	30.421

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsc	Mrd	Epsc1	Epsc	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	3.	1.	-122982.	-.023	.059	-386154.	-.075	.186	2.	.286	13.14
0.	0.	3.	1.	129200.	-.024	.062	386154.	-.075	.186	2.	.286	2.989
104.	104.	3.	1.	-158160.	-.029	.076	-386154.	-.075	.186	2.	.286	2.442
288.	288.	3.	1.	-19346.	-.003	.009	-386154.	-.075	.186	2.	.286	19.96
344.	344.	3.	1.	319208.	-.061	.154	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.21
355.	355.	3.	1.	319208.	-.061	.154	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.21

> 355.	0.	3.	1.	315221.	-.06	!.152!	386154.	!-.075!	.186	2.	.286	1.225	!SI
424.	69.	3.	1.	-19601.	!-.004!	.009!	-386154.	!-.075!	.186	2.	.286	19.7	!SI
581.	226.	3.	1.	-142116.	!-.026!	.068!	-386154.	!-.075!	.186	2.	.286	2.717	!SI
690.	335.	3.	1.	-123338.	!-.023!	.059!	-386154.	!-.075!	.186	2.	.286	3.131	!SI
690.	335.	3.	1.	126430.	!-.023!	.061!	386154.	!-.075!	.186	2.	.286	3.054	!SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-2948.	!5619.!	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2  SI
30.	30.	3.	1.	-2266.	!5862.!	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2  SI
355.	355.	3.	1.	4698.	!5862.!	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2  SI
> 355.	0.	3.	1.	-4689.	!5862.!	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2  SI
690.	335.	3.	1.	2841.	!5619.!	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2  SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	ScIs	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-49709.	!-12.6!	498.3	4.52	7.76	.0142	34.16	.049  SI
104.	104.	3.	1.	-113855.	!-28.8!	1141.3	4.52	7.76	.0326	34.16	.111  SI
355.	355.	3.	1.	232023.	!-58.6!	2325.9	4.52	7.76	.0665	34.16	.227  SI
> 355.	0.	3.	1.	229353.	!-57.9!	2299.1	4.52	7.76	.0657	34.16	.224  SI
581.	226.	3.	1.	-102757.	!-26.	1030.1	4.52	7.76	.0294	34.16	.101  SI
690.	335.	3.	1.	-39831.	!-10.1!	399.3	4.52	7.76	.0114	34.16	.039  SI
690.	335.	3.	1.	46964.	!-11.9!	470.8	4.52	7.76	.0135	34.16	.046  SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	ScIs	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-5502.	!-1.4!	55.2	4.52	7.76	.0016	34.16	.005  SI
141.	141.	3.	1.	-89002.	!-22.5!	892.2	4.52	7.76	.0255	34.16	.087  SI
355.	355.	3.	1.	188318.	!-47.6!	1887.8	4.52	7.76	.0539	34.16	.184  SI
> 355.	0.	3.	1.	188274.	!-47.6!	1887.3	4.52	7.76	.0539	34.16	.184  SI
581.	226.	3.	1.	-78415.	!-19.8!	786.1	4.52	7.76	.0225	34.16	.077  SI
690.	335.	3.	1.	-4961.	!-1.3!	49.7	4.52	7.76	.0014	34.16	.005  SI
690.	335.	3.	1.	12398.	!-3.1!	124.3	4.52	7.76	.0036	34.16	.012  SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	ScIs	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	5555.	!-1.4!	55.7	4.52	7.76	.0016	34.16	.005  SI
141.	141.	3.	1.	-84948.	!-21.5!	851.6	4.52	7.76	.0243	34.16	.083  SI
355.	355.	3.	1.	180954.	!-45.7!	1814.	4.52	7.76	.0518	34.16	.177  SI
> 355.	0.	3.	1.	180902.	!-45.7!	1813.4	4.52	7.76	.0518	34.16	.177  SI
542.	187.	3.	1.	-74290.	!-18.8!	744.7	4.52	7.76	.0213	34.16	.073  SI
690.	335.	3.	1.	3719.	!-0.9!	37.3	4.52	7.76	.0011	34.16	.004  SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Acls - Acls=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	9.05	.603	4.52	.302	4d12	4.52	.302

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.1.3.3 Travata G01 - G04

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 3 - Travata T003 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferriferri (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=0.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : ScIs(rara)=149.4; ScIs(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wmax(fre.)=.4 ; wmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	1.
2.	SLU Max Neve	1.
3.	SLU VENTOX 1	2.
4.	SLU VENTOX 1	2.
5.	SLU VENTOX 2	2.
6.	SLU VENTOX 2	2.
7.	SLU VENTOX 3	2.
8.	SLU VENTOX 3	2.
11.	SLU con SISMAY PRINC16	
12.	SLU con SISMAY PRINC16	

RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
15.	Rara	1.	22.	Frequente 1	1.
			26.	Quasi Perm	1.

16.	Rara VentoX 1	2.	123.	Frequente 2	1.
17.	Rara VentoY 1	2.	124.	Frequente VentoX 3	2.
18.	Rara VentoX 2	2.	125.	Frequente VentoY 3	2.
19.	Rara VentoY 2	2.			
20.	Rara VentoX 3	2.			
21.	Rara VentoY 3	2.			

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolo: 50X30; A=1500.; Jg=112500.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	s.ini	Sez.	s.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1 A4		3	3	3	0	375.	350.	12.5	1.	1.744	33.319

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc	Epsac	Mrd	Epsc	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	3.	1.	-206699.	-038	.099	-386154.	-075	.186	2.	.286	1.868
0.	0.	3.	1.	221388.	!-041	.106	386154.	-075	.186	2.	.286	1.744
30.	30.	3.	1.	-212159.	!-04	.102	-386154.	-075	.186	2.	.286	1.82
266.	266.	3.	1.	29139.	-005	.014	386154.	-075	.186	2.	.286	13.25
375.	375.	3.	1.	-180442.	-033	.087	-386154.	-075	.186	2.	.286	12.14
375.	375.	3.	1.	193739.	-036	.093	386154.	-075	.186	2.	.286	1.993

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-2517.	!5619.	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2
30.	30.	3.	1.	-2261.	!5862.	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2
375.	375.	3.	1.	2408.	!5619.	29301.	29817.	!1.57 10.	2.2

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-134716.	-34.	1350.5	4.52	7.76	.0386	34.16	.132
0.	0.	3.	1.	148560.	!-37.5	1489.2	4.52	7.76	.0425	34.16	.145
69.	69.	3.	1.	-143813.	!-36.3	1441.6	4.52	7.76	.0412	34.16	.141
375.	375.	3.	1.	-116284.	-29.4	1165.7	4.52	7.76	.0333	34.16	.114
375.	375.	3.	1.	130128.	-32.9	1304.5	4.52	7.76	.0373	34.16	.127

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-21293.	-5.4	213.4	4.52	7.76	.0061	34.16	.021
0.	0.	3.	1.	35363.	!-8.9	354.5	4.52	7.76	.0101	34.16	.035
148.	148.	3.	1.	-79635.	!-20.1	798.3	4.52	7.76	.0228	34.16	.078
375.	375.	3.	1.	-17606.	-4.4	176.5	4.52	7.76	.005	34.16	.017
375.	375.	3.	1.	31676.	-8.	317.5	4.52	7.76	.0091	34.16	.031

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	7035.	-1.8	70.5	4.52	7.76	.002	34.16	.007
188.	188.	3.	1.	-76071.	!-19.2	762.6	4.52	7.76	.0218	34.16	.074
375.	375.	3.	1.	7035.	-1.8	70.5	4.52	7.76	.002	34.16	.007

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac|s - Ac|s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	9.05	.603	4.52	.302	4d12	4.52	.302	4d12

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

5.1.3.4 Travata G03 – G06

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 2 - Travata T002 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=0.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Sc|s(rara)=149.4; Sc|s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)=.4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU |

Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	1.
2.	SLU Max Neve	1.
3.	SLU VENTOX 1	2.
4.	SLU VENTOX 1	2.
5.	SLU VENTOX 2	2.
6.	SLU VENTOX 2	2.
7.	SLU VENTOX 3	2.
8.	SLU VENTOX 3	2.
11.	SLU con SISMAX PRINC16	
12.	SLU con SISMAX PRINC16	

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
15.	Rara	1.	22.	Frequente 1	1.	26.	Quasi Perm	1.
16.	Rara VentoX 1	2.	23.	Frequente 2	1.			
17.	Rara VentoY 1	2.	24.	Frequente VentoX 3	2.			
18.	Rara VentoX 2	2.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
19.	Rara VentoY 2	2.						
20.	Rara VentoX 3	2.						
21.	Rara VentoY 3	2.						

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 50X30; A=1500.; Jg=112500.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1 A3		3	3	3	0	375.	350.	12.5	1.	1.74	33.238

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsac	Mrd	Epsc1	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE		
>	0.	0.	3.	1.	-200930.	-.037	.096	-386154.	-.075	.186	2.	.286	1.922	SI
	0.	0.	3.	1.	221925.	!.041	.107	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.74	!SI
	30.	30.	3.	1.	-208420.	!.039	.1	-386154.	-.075	.186	2.	.286	1.853	SI
	266.	266.	3.	1.	27122.	!.005	.013	386154.	-.075	.186	2.	.286	14.24	!SI
	375.	375.	3.	1.	-175065.	!.032	.084	-386154.	-.075	.186	2.	.286	12.206	SI
	375.	375.	3.	1.	194688.	!.036	.093	386154.	-.075	.186	2.	.286	1.983	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve			
>	0.	0.	3.	1.	-2614.	5619.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
	30.	30.	3.	1.	-2333.	5862.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI
	375.	375.	3.	1.	2507.	5619.	29301.	29817.	1.57	10.	2.2	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve		
>	0.	0.	3.	1.	-129837.	-32.8	1301.5	4.52	7.76	.0372	34.16	.127	SI
	0.	0.	3.	1.	149165.	!.37	1495.3	4.52	7.76	.0427	34.16	.146	!SI
	69.	69.	3.	1.	-143807.	!.36	1441.6	4.52	7.76	.0412	34.16	.141	!SI
	375.	375.	3.	1.	-111679.	!.28	1119.5	4.52	7.76	.032	34.16	.109	!SI
	375.	375.	3.	1.	131007.	!.33	1313.3	4.52	7.76	.0375	34.16	.128	!SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve		
>	0.	0.	3.	1.	-18421.	-4.7	184.7	4.52	7.76	.0053	34.16	.018	SI
	0.	0.	3.	1.	37380.	!.9	374.7	4.52	7.76	.0107	34.16	.037	!SI
	148.	148.	3.	1.	-82849.	!.20	830.5	4.52	7.76	.0237	34.16	.081	!SI
	375.	375.	3.	1.	-14789.	!.3	148.3	4.52	7.76	.0042	34.16	.014	!SI
	375.	375.	3.	1.	33748.	!.8	338.3	4.52	7.76	.0097	34.16	.033	!SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve		
>	0.	0.	3.	1.	9480.	!.2	95.	4.52	7.76	.0027	34.16	.009	SI
	188.	188.	3.	1.	-79623.	!.20	798.2	4.52	7.76	.0228	34.16	.078	!SI
	375.	375.	3.	1.	9480.	!.2	95.	4.52	7.76	.0027	34.16	.009	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	% Infer.	Barre	Barre
1	9.05	.603	4.52	.302	4d12
					4.52
					.302
					4d12

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

## 5.2 FONDAZIONI TETTOIA NORD

### 5.2.1 Verifiche a SLU e a SLV della capacità portante

Si riporta il diagramma delle pressioni sul terreno di fondazione a SLU, dato dall'involuppo di tutti i casi di carico statici e sismici.

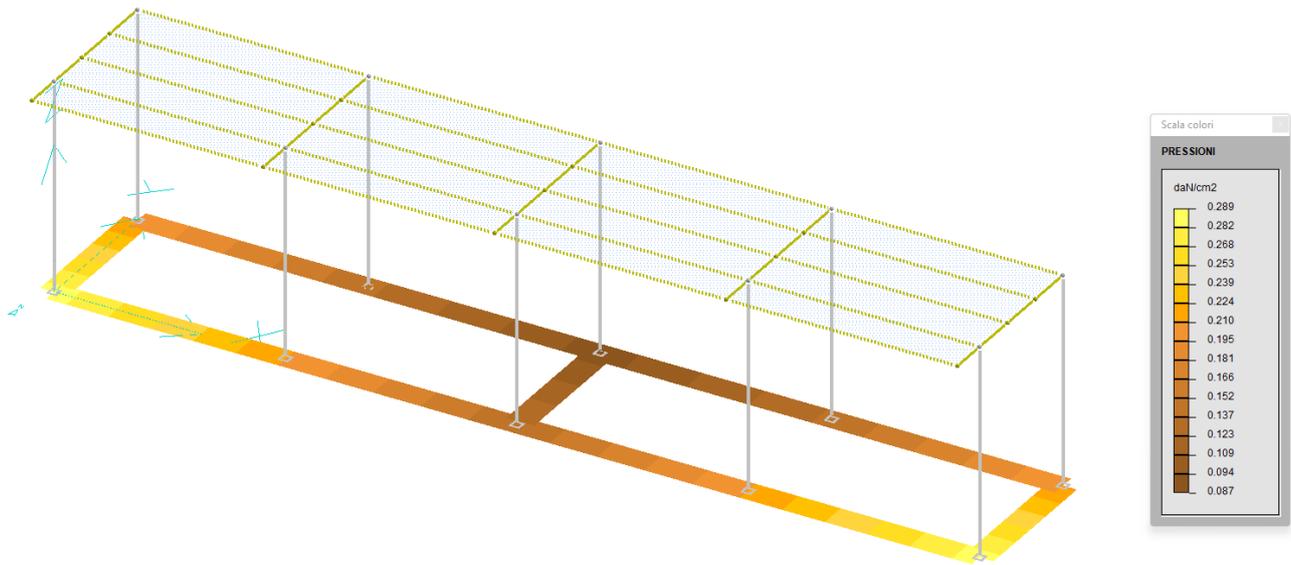


Fig. 10: Diagrammi pressioni sul terreno a SLU.

Il valore massimo della pressione è pari a  $0.289 \text{ daN/cm}^2$  e risulta inferiore al limite ricavato eseguendo il calcolo della capacità portante, riportato al par. 3.4.

### 5.2.2 Verifiche a SLE dei cedimenti

Con riferimento ai cedimenti in fondazione, dati dall'involuppo di tutti i casi di carico di SLE (ved. Fig. 11), si ricava un valore assoluto massimo pari a  $0.067 \text{ cm}$ , che risulta inferiore al limite riportato nella relazione tecnica.

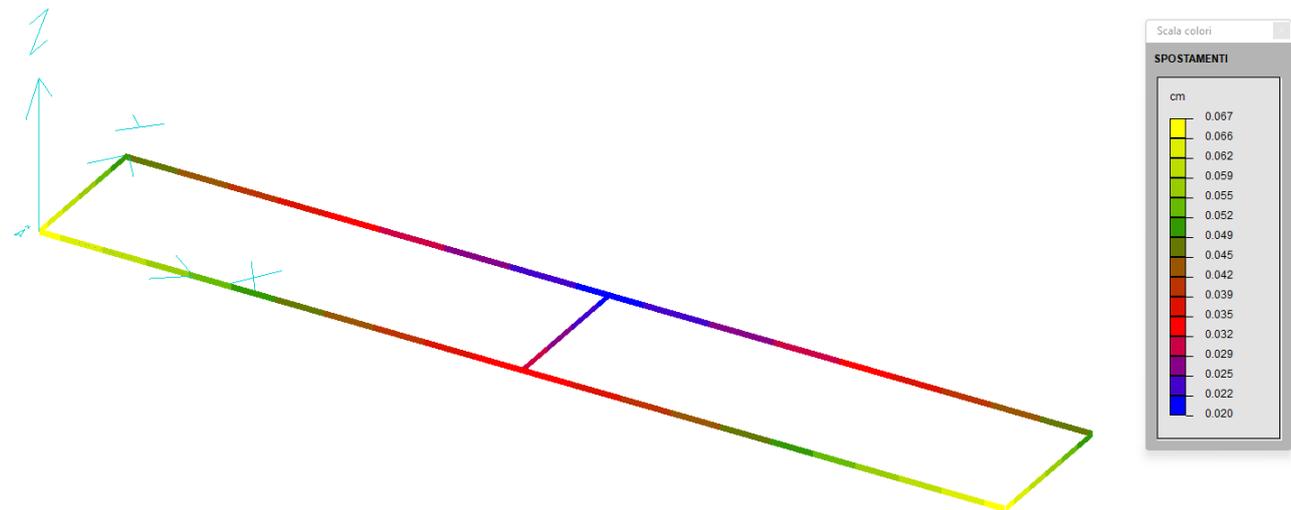


Fig. 11: Involuppo diagrammi cedimenti strutture di fondazione (valori in cm).

### 5.2.3 Verifiche a SLU e a SLE delle travi di fondazione in c.a.

Si riporta la verifica, effettuata tramite il modulo “Trave Continua” del software di calcolo DOLMEN 2024, con riferimento all'involuppo delle sollecitazioni agenti ricavate da tutti i casi di carico statici e sismici.

Le travi presentano sezione pari a 80x35cm, armata con (5+5)  $\phi$  12 longitudinali e con staffe a 4 braccia  $\phi$  10/20, infittite nelle zone alla base dei pilastri. Si rimanda alle tavole di progetto per avere un'indicazione esaustiva delle armature disposte.

A favore di sicurezza, si trascura la sovrapposizione delle barre in corrispondenza della base dei pilastri, che incrementerebbe il momento resistente della sezione.

### 5.2.3.1 Travata N01 – N05

#### VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 15 - Travata T005 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

#### MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; E cud=.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

#### TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Scls(rara)=149.4; Scls(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)=.4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

#### CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	2.	22.	Frequente 1	2.	26.	Quasi Perm	1.
2.	SLU Max Neve	2.	23.	Frequente 2	1.			
3.	SLU VENTOX 1	2.	24.	Frequente VentoX 3	1.			
4.	SLU VENTYO 1	4.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
5.	SLU VENTOX 2	2.						
6.	SLU VENTYO 2	4.						
7.	SLU VENTOX 3	2.						
8.	SLU VENTYO 3	4.						
11.	SLU con SISMAX PRINC16							
12.	SLU con SISMAX PRINC16							

<-

#### SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 80X35; A=2800.; Jg=285833.; E=314471.6

#### DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A8	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.3	1.975	57.753
2	A9	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.5	1.954	65.928
3	A10	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.5	1.954	65.928
4	A11	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.3	1.975	57.753

#### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

#### FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsc	Mrd	Epsc1	Epsc	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-65165.	-.006	.02	-595231.	-.058	.186	2.	.237	19.134	SI
0.	0.	3.	1.	71118.	-.007	.022	595231.	-.058	.186	2.	.237	18.37	SI
127.	127.	3.	1.	250.	0.	0.	595231.	-.058	.186	2.	.237	2384.	SI
264.	264.	3.	1.	-108844.	-.01	.034	-595231.	-.058	.186	2.	.237	5.469	SI
652.	652.	3.	1.	301420.	-.028	.094	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.975	SI
665.	665.	3.	1.	301420.	-.028	.094	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.975	SI
> 665.	0.	3.	1.	304665.	-.029	.095	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.954	SI
746.	81.	3.	1.	-996.	0.	0.	-595231.	-.058	.186	2.	.237	597.7	SI
975.	310.	3.	1.	-142861.	-.013	.044	-595231.	-.058	.186	2.	.237	4.166	SI
1330.	665.	3.	1.	276465.	-.026	.086	595231.	-.058	.186	2.	.237	2.153	SI
>1330.	0.	3.	1.	276465.	-.026	.086	595231.	-.058	.186	2.	.237	2.153	SI
1457.	127.	3.	1.	-20570.	-.002	.006	-595231.	-.058	.186	2.	.237	28.94	SI
1685.	355.	3.	1.	-142861.	-.013	.044	-595231.	-.058	.186	2.	.237	4.166	SI
1914.	584.	3.	1.	-996.	0.	0.	-595231.	-.058	.186	2.	.237	597.7	SI
1982.	652.	3.	1.	304665.	-.029	.095	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.954	SI
1995.	665.	3.	1.	304665.	-.029	.095	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.954	SI

>1995.	0.	3.	1.	301420.	-.028.	.094.	595231.	-.058.	.186	2.	.237	1.975	SI
2396.	401.	3.	1.	-108844.	-.01	.034	-595231.	-.058.	.186	2.	.237	5.469	SI
2533.	538.	3.	1.	250.	0.	0.	595231.	-.058.	.186	2.	.237	2384.	SI
2660.	665.	3.	1.	-65165.	-.006	.02	-595231.	-.058.	.186	2.	.237	19.134	SI
2660.	665.	3.	1.	71118.	-.007	.022	595231.	-.058.	.186	2.	.237	8.37	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Vel
> 0.	0.	3.	1.	-1442.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 665.	665.	3.	1.	2868.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 665.	0.	3.	1.	-2982.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 1330.	665.	3.	1.	2445.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 1330.	0.	3.	1.	-2445.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 1995.	665.	3.	1.	2982.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
> 1995.	0.	3.	1.	-2868.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.
2660.	665.	3.	1.	1442.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Vel
> 0.	0.	3.	1.	-8639.	-1.1	56.4	5.65	9.41	.0016	43.83	.007
> 264.	264.	3.	1.	-76759.	-9.9	501.3	5.65	9.41	.0143	43.83	.063
> 665.	665.	3.	1.	209880.	-27.2	1370.7	5.65	9.41	.0392	43.83	.172
> 665.	0.	3.	1.	211746.	-27.4	1382.9	5.65	9.41	.0395	43.83	.173
> 975.	310.	3.	1.	-99716.	-12.9	651.2	5.65	9.41	.0186	43.83	.082
> 1330.	665.	3.	1.	193302.	-25.	1262.4	5.65	9.41	.0361	43.83	.158
> 1330.	0.	3.	1.	193302.	-25.	1262.4	5.65	9.41	.0361	43.83	.158
> 1685.	355.	3.	1.	-99716.	-12.9	651.2	5.65	9.41	.0186	43.83	.082
> 1995.	665.	3.	1.	211746.	-27.4	1382.9	5.65	9.41	.0395	43.83	.173
> 1995.	0.	3.	1.	209880.	-27.2	1370.7	5.65	9.41	.0392	43.83	.172
> 2396.	401.	3.	1.	-76759.	-9.9	501.3	5.65	9.41	.0143	43.83	.063
> 2660.	665.	3.	1.	-8639.	-1.1	56.4	5.65	9.41	.0016	43.83	.007
> 2660.	665.	3.	1.	12734.	-1.6	83.2	5.65	9.41	.0024	43.83	.01

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Vel
> 0.	0.	3.	1.	9286.	-1.2	60.6	5.65	9.41	.0017	43.83	.008
> 264.	264.	3.	1.	-44306.	-5.7	289.4	5.65	9.41	.0083	43.83	.036
> 665.	665.	3.	1.	109301.	-14.2	713.8	5.65	9.41	.0204	43.83	.089
> 665.	0.	3.	1.	109945.	-14.2	718.	5.65	9.41	.0205	43.83	.09
> 975.	310.	3.	1.	-52006.	-6.7	339.6	5.65	9.41	.0097	43.83	.043
> 1330.	665.	3.	1.	101470.	-13.1	662.7	5.65	9.41	.0189	43.83	.083
> 1330.	0.	3.	1.	101470.	-13.1	662.7	5.65	9.41	.0189	43.83	.083
> 1685.	355.	3.	1.	-52006.	-6.7	339.6	5.65	9.41	.0097	43.83	.043
> 1995.	665.	3.	1.	109945.	-14.2	718.	5.65	9.41	.0205	43.83	.09
> 1995.	0.	3.	1.	109301.	-14.2	713.8	5.65	9.41	.0204	43.83	.089
> 2396.	401.	3.	1.	-44306.	-5.7	289.4	5.65	9.41	.0083	43.83	.036
> 2660.	665.	3.	1.	9286.	-1.2	60.6	5.65	9.41	.0017	43.83	.008

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Vel
> 0.	0.	3.	1.	5053.	-.7	33.	5.65	9.41	.0009	43.83	.004
> 264.	264.	3.	1.	-38787.	-5.	253.3	5.65	9.41	.0072	43.83	.032
> 665.	665.	3.	1.	92290.	-11.9	602.7	5.65	9.41	.0172	43.83	.075
> 665.	0.	3.	1.	92815.	-12.	606.1	5.65	9.41	.0173	43.83	.076
> 975.	310.	3.	1.	-43876.	-5.7	286.5	5.65	9.41	.0082	43.83	.036
> 1330.	665.	3.	1.	85769.	-11.1	560.1	5.65	9.41	.016	43.83	.07
> 1330.	0.	3.	1.	85769.	-11.1	560.1	5.65	9.41	.016	43.83	.07
> 1685.	355.	3.	1.	-43876.	-5.7	286.5	5.65	9.41	.0082	43.83	.036
> 1995.	665.	3.	1.	92815.	-12.	606.1	5.65	9.41	.0173	43.83	.076
> 1995.	0.	3.	1.	92290.	-11.9	602.7	5.65	9.41	.0172	43.83	.075
> 2396.	401.	3.	1.	-38787.	-5.	253.3	5.65	9.41	.0072	43.83	.032
> 2660.	665.	3.	1.	5053.	-.7	33.	5.65	9.41	.0009	43.83	.004

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	11.31	.404	5.65	.202	5d12	5.65	.202

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.2.3.2 Travata N06 – N10

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 1 - Travata T001 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferris (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Sc1s(rara)=149.4; Sc1s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9

ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)=.4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU		
Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	2.
2.	SLU Max Neve	2.
3.	SLU VENTOX 1	2.
4.	SLU VENTOX 1	4.
5.	SLU VENTOX 2	2.
6.	SLU VENTOX 2	4.
7.	SLU VENTOX 3	2.
8.	SLU VENTOX 3	4.
11.	SLU con SISMAX PRINC16	
12.	SLU con SISMAX PRINC16	

RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
15.	Rara	2.	22.	Frequente 1	2.	26.	Quasi Perm	1.
16.	Rara Ventox 1	2.	23.	Frequente 2	1.			
17.	Rara Ventoy 1	4.	24.	Frequente Ventox 3	1.			
18.	Rara Ventox 2	2.	25.	Frequente Ventoy 3	2.			
19.	Rara Ventoy 2	4.						
20.	Rara Ventox 3	2.						
21.	Rara Ventoy 3	4.						

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 80X35; A=2800.; Jg=285833.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	s.inj	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A1	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.3	1.255	36.692
2	A2	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.5	1.245	42.003
3	A3	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.5	1.245	42.003
4	A4	3	3	3	0	665.	635.	19.	1.3	1.255	36.692

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsac	Mrd	Epsc1	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-62012.	-.006	.019	-595231.	-.058	.186	2.	.237	19.599	SI
0.	0.	3.	1.	101750.	-.009	.032	595231.	-.058	.186	2.	.237	5.85	SI
127.	127.	3.	1.	7408.	-.001	.002	595231.	-.058	.186	2.	.237	80.35	SI
310.	310.	3.	1.	-179205.	-.017	.056	-595231.	-.058	.186	2.	.237	3.322	SI
665.	665.	3.	1.	474431.	-.046	.148	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.255	SI
> 665.	0.	3.	1.	478197.	-.046	.149	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.245	SI
746.	81.	3.	1.	-3997.	0.	.001	-595231.	-.058	.186	2.	.237	148.9	SI
975.	310.	3.	1.	-224438.	-.021	.07	-595231.	-.058	.186	2.	.237	2.652	SI
1330.	665.	3.	1.	440420.	-.042	.138	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.352	SI
>1330.	0.	3.	1.	440420.	-.042	.138	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.352	SI
1457.	127.	3.	1.	-33874.	-.003	.011	-595231.	-.058	.186	2.	.237	17.57	SI
1685.	355.	3.	1.	-224438.	-.021	.07	-595231.	-.058	.186	2.	.237	2.652	SI
1914.	584.	3.	1.	-3997.	0.	.001	-595231.	-.058	.186	2.	.237	148.9	SI
1995.	665.	3.	1.	478197.	-.046	.149	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.245	SI
>1995.	0.	3.	1.	474431.	-.046	.148	595231.	-.058	.186	2.	.237	1.255	SI
2350.	355.	3.	1.	-179205.	-.017	.056	-595231.	-.058	.186	2.	.237	3.322	SI
2533.	538.	3.	1.	7408.	-.001	.002	595231.	-.058	.186	2.	.237	80.35	SI
2660.	665.	3.	1.	-62012.	-.006	.019	-595231.	-.058	.186	2.	.237	19.599	SI
2660.	665.	3.	1.	101750.	-.009	.032	595231.	-.058	.186	2.	.237	5.85	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve		
> 0.	0.	3.	1.	-2607.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
665.	665.	3.	1.	4475.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
> 665.	0.	3.	1.	-4619.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
1330.	665.	3.	1.	3905.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
>1330.	0.	3.	1.	-3905.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
1995.	665.	3.	1.	4619.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
>1995.	0.	3.	1.	-4475.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI
2660.	665.	3.	1.	2607.	10148.	61760.	62013.	3.14	10.	1.9	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	62701.	-8.1	409.5	5.65	9.41	.0117	43.83	.051	SI
310.	310.	3.	1.	-124188.	-16.1	811.	5.65	9.41	.0232	43.83	.102	SI
665.	665.	3.	1.	327107.	-42.4	2136.2	5.65	9.41	.061	43.83	.267	SI
> 665.	0.	3.	1.	329325.	-42.6	2150.7	5.65	9.41	.0614	43.83	.269	SI
975.	310.	3.	1.	-154985.	-20.1	1012.2	5.65	9.41	.0289	43.83	.127	SI
1330.	665.	3.	1.	304387.	-39.4	1987.9	5.65	9.41	.0568	43.83	.249	SI
>1330.	0.	3.	1.	304387.	-39.4	1987.9	5.65	9.41	.0568	43.83	.249	SI
1685.	355.	3.	1.	-154985.	-20.1	1012.2	5.65	9.41	.0289	43.83	.127	SI
1995.	665.	3.	1.	329325.	-42.6	2150.7	5.65	9.41	.0614	43.83	.269	SI
>1995.	0.	3.	1.	327107.	-42.4	2136.2	5.65	9.41	.061	43.83	.267	SI
2350.	355.	3.	1.	-124188.	-16.1	811.	5.65	9.41	.0232	43.83	.102	SI
2660.	665.	3.	1.	62701.	-8.1	409.5	5.65	9.41	.0117	43.83	.051	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	26459.	-3.4	172.8	5.65	9.41	.0049	43.83	.022	SI
264.	264.	3.	1.	-60930.	-7.9	397.9	5.65	9.41	.0114	43.83	.05	SI
665.	665.	3.	1.	151204.	-19.6	987.5	5.65	9.41	.0282	43.83	.124	SI
> 665.	0.	3.	1.	151965.	-19.7	992.4	5.65	9.41	.0284	43.83	.124	SI
975.	310.	3.	1.	-71729.	-9.3	468.4	5.65	9.41	.0134	43.83	.059	SI
1330.	665.	3.	1.	141140.	-18.3	921.7	5.65	9.41	.0263	43.83	.115	SI
>1330.	0.	3.	1.	141140.	-18.3	921.7	5.65	9.41	.0263	43.83	.115	SI
1685.	355.	3.	1.	-71729.	-9.3	468.4	5.65	9.41	.0134	43.83	.059	SI
1995.	665.	3.	1.	151965.	-19.7	992.4	5.65	9.41	.0284	43.83	.124	SI

>1995.	0.	3.	1.	151204.!	-19.6!	987.5!	5.65	9.41	.0282	43.83	.124!	SI
2396.	401.	3.	1.	-60930.!	-7.9	397.9	5.65	9.41	.0114	43.83	.05	SI
2660.	665.	3.	1.	26459.	-3.4	172.8	5.65	9.41	.0049	43.83	.022	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	SclS	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	21129.	-2.7	138.	5.65	9.41	.0039	43.83	.017	SI
264.	264.	3.	1.	-50498.!	-6.5	329.8	5.65	9.41	.0094	43.83	.041	SI
665.	665.	3.	1.	121309.!	-15.7!	792.2!	5.65	9.41	.0226	43.83	.099!	SI
> 665.	0.	3.	1.	121911.!	-15.8!	796.2!	5.65	9.41	.0227	43.83	.1	SI
975.	310.	3.	1.	-57520.!	-7.4	375.6	5.65	9.41	.0107	43.83	.047	SI
1330.	665.	3.	1.	113223.	-14.7	739.4	5.65	9.41	.0211	43.83	.093	SI
>1330.	0.	3.	1.	113223.	-14.7	739.4	5.65	9.41	.0211	43.83	.093	SI
1685.	355.	3.	1.	-57520.!	-7.4	375.6	5.65	9.41	.0107	43.83	.047	SI
1995.	665.	3.	1.	121911.!	-15.8!	796.2!	5.65	9.41	.0227	43.83	.1	SI
>1995.	0.	3.	1.	121309.!	-15.7!	792.2!	5.65	9.41	.0226	43.83	.099!	SI
2396.	401.	3.	1.	-50498.!	-6.5	329.8	5.65	9.41	.0094	43.83	.041	SI
2660.	665.	3.	1.	21129.	-2.7	138.	5.65	9.41	.0039	43.83	.017	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/AclS - AclS=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	11.31	.404	5.65	.202	5d12	5.65	.202	5d12

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

5.2.3.3 Travata N01 - N06

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 12 - Travata T002 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferri (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : SclS(rara)=149.4; SclS(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600. ; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wmax(fre.)=.4 ; wmax(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	2.	22.	Frequente 1	2.	26.	Quasi Perm	1.
2.	SLU Max Neve	2.	23.	Frequente 2	1.			
3.	SLU VENTOX 1	2.	24.	Frequente VentoX 3	1.			
4.	SLU VENTOY 1	4.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
5.	SLU VENTOX 2	2.						
6.	SLU VENTOY 2	4.						
7.	SLU VENTOX 3	2.						
8.	SLU VENTOY 3	4.						
11.	SLU con SISMAX PRINC16							
12.	SLU con SISMAX PRINC16							

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 80X35; A=2800.; Jg=285833.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A5	3	3	3	0	415.	385.	11.857	1.	4.694	105.596

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epscl	Epsac	Mrd	Epscl	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE	
> 0.	0.	3.	1.	-81326.	-.008	.025	-595231.	-.058	.186	2.	.237	7.319	SI
0.	0.	3.	1.	126810.	-.012	.039	595231.	-.058	.186	2.	.237	4.694	SI
121.	121.	3.	1.	10723.	-.001	.003	595231.	-.058	.186	2.	.237	55.51	SI
208.	208.	3.	1.	-163467.	-.015!	.051!	-595231.	-.058	.186	2.	.237	3.641	SI
415.	415.	3.	1.	-82671.	-.008	.026	-595231.	-.058	.186	2.	.237	7.2	SI
415.	415.	3.	1.	123787.	-.012	.039	595231.	-.058	.186	2.	.237	4.809	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	-2816.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5	SI
415.	415.	2312.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5	SI

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	49541.	-6.4	323.5	5.65	9.41	.0092	43.83	.041	SI
208.	208.	3.	1.	-114405.	-14.8	747.1	5.65	9.41	.0213	43.83	.094	SI
415.	415.	3.	1.	40415.	-5.2	263.9	5.65	9.41	.0075	43.83	.033	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	28341.	-3.7	185.1	5.65	9.41	.0053	43.83	.023	SI
208.	208.	3.	1.	-65959.	-8.5	430.8	5.65	9.41	.0123	43.83	.054	SI
415.	415.	3.	1.	24814.	-3.2	162.1	5.65	9.41	.0046	43.83	.02	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve	
> 0.	0.	3.	1.	24779.	-3.2	161.8	5.65	9.41	.0046	43.83	.02	SI
208.	208.	3.	1.	-57946.	-7.5	378.4	5.65	9.41	.0108	43.83	.047	SI
415.	415.	3.	1.	22209.	-2.9	145.	5.65	9.41	.0041	43.83	.018	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	%	Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	11.31	.404	5.65	.202	5d12	5.65	.202	5d12

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.2.3.4 Travata N03 – N08

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 13 - Travata T003 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecud=.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Sc1s(rara)=149.4; Sc1s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)= 4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			RARE			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	2.	15.	Rara	2.	22.	Frequente 1	2.	26.	Quasi Perm	1.
2.	SLU Max Neve	2.	16.	Rara VentoX 1	2.	23.	Frequente 2	1.			
3.	SLU VENTOX 1	2.	17.	Rara VentoY 1	4.	24.	Frequente VentoX 3	1.			
4.	SLU VENTOY 1	4.	18.	Rara VentoX 2	2.	25.	Frequente VentoY 3	2.			
5.	SLU VENTOX 2	2.	19.	Rara VentoY 2	4.						
6.	SLU VENTOY 2	4.	20.	Rara VentoX 3	2.						
7.	SLU VENTOX 3	2.	21.	Rara VentoY 3	4.						
8.	SLU VENTOY 3	4.									
11.	SLU con SISMAX PRINC16										
12.	SLU con SISMAX PRINC16										

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 80X35; A=2800.; Jg=285833.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	s.ini	Sez.	s.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A6	3	3	3	0	415.	385.	11.857	1.	5.	112.483

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsac	Mrd	Epsc1	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	3.	-92068.	-.009	.029	-595231.	-.058	.186	2.	.237	6.465	SI
0.	0.	3.	98377.	-.009	.031	595231.	-.058	.186	2.	.237	6.051	SI
164.	164.	3.	3772.	0.	.001	595231.	-.058	.186	2.	.237	157.8	SI
415.	415.	3.	-93176.	-.009	.029	-595231.	-.058	.186	2.	.237	6.388	SI
415.	415.	3.	97263.	-.009	.03	595231.	-.058	.186	2.	.237	6.12	SI

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	-1269.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5
0.	0.	3.	176.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5
415.	415.	3.	-229.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5
415.	415.	3.	943.	10148.	51672.	40798.	3.14	20.	2.5

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
> 0.	0.	3.	16540.	-2.1	108.	5.65	9.41	.0031	43.83	.014	SI
208.	208.	3.	-52294.	-6.8	341.5	5.65	9.41	.0098	43.83	.043	SI
415.	415.	3.	11174.	-1.4	73.	5.65	9.41	.0021	43.83	.009	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
> 0.	0.	3.	4933.	-.6	32.2	5.65	9.41	.0009	43.83	.004	SI
208.	208.	3.	-25544.	-3.3	166.8	5.65	9.41	.0048	43.83	.021	SI
415.	415.	3.	3200.	-.4	20.9	5.65	9.41	.0006	43.83	.003	SI

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	Wd	Ve
> 0.	0.	3.	3155.	-.4	20.6	5.65	9.41	.0006	43.83	.003	SI
208.	208.	3.	-21035.	-2.7	137.4	5.65	9.41	.0039	43.83	.017	SI
415.	415.	3.	2043.	-.3	13.3	5.65	9.41	.0004	43.83	.002	SI

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	%	Barre	Infer.	%	Barre
1	11.31	.404	5.65	.202	5d12	5.65	.202

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.2.3.5 Travata N05 – N10

VERIFICA TRAVATA IN CEMENTO ARMATO

Nome travata : 14 - Travata T004 (fondazione)  
 Metodo di verifica : stati limite (NTC18). ->  
 Duttilita' : calcolo completo.  
 : struttura dissipativa in bassa duttilita'.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 7 attivi.  
 : dettagli costruttivi del capitolo 4 attivi.  
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %.  
 Unita' particolari : fessure [wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.  
 Copriferrì (assi) : longitudinali= 5.5 ; staffe= 4.5

MATERIALI

CLS : Rck =300. ; fck=249. ; fctk= 17.9; fctm= 25.6; Ec= 314472. ;  
 gc =1.5 ; fcd=141.1; fbd= 26.9; fctd= 11.9; Ecu=0.2% (limit.elastico)  
 ACCIAIO : B450C; ftk=5175. ; fyk=4500. ; Es=2100000. ;  
 gs =1.15; fyd=3913. ; ftd(k\*fyd)=4500. ; fud=4439.8; Eud=.19% (limit.elastico)

TENSIONI E FESSURE MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.  
 CLS : Sc1s(rara)=149.4; Sc1s(quasi permanente)=112. ; fbd(esercizio)= 26.9  
 ACCIAIO : Sacc(rara)=3600.; Coeff.Omogeneizzazione= 15  
 FESSURE : wdmx(fre.)= 4 ; wdmx(q.p.)=.3 [4.1.2.2.4.5];  
 kt=.4 [EN 1992-1 7.3.4].

CASI DI CARICO DA MODELLO 3D

SLU			FREQUENTI			QUASI PERMANENTI		
Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest	Nome	Descrizione	Sest
1.	SLU Max Var	2.	12.	Frequente 1	2.	26.	Quasi Perm	1.
2.	SLU Max Neve	2.	13.	Frequente 2	1.			
3.	SLU VENTOX 1	2.	14.	Frequente VentoX 3	1.			
4.	SLU VENTOX 1	4.	15.	Frequente VentoY 3	2.			
5.	SLU VENTOX 2	2.						
6.	SLU VENTOX 2	4.						
7.	SLU VENTOX 3	2.						
8.	SLU VENTOX 3	4.						
11.	SLU con SISMAY PRINC16							
12.	SLU con SISMAY PRINC16							

<-

SEZIONI UTILIZZATE

3) Rettangolare: 80X35; A=2800.; Jg=285833.; E=314471.6

DESCRIZIONE CAMPATE

Cam.	Descriz.	S.ini	Sez.	S.fin	Incl.	L.assi	L.net.	lambda	K	r.Ar.	lam.max
1	A7	3	3	3	0	415.	385.	11.857	1.	5.	97.232

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

FLESSIONE:

Progressive	SE	Ar	Msd	Epsc1	Epsac	Mrd	Epsc1	Epsac	Cam	x/d	Mr/Ms	VE
> 0.	0.	3.	1.	-81326.	-.006	.018	-829432.	-.067	.186	2.	.265	10.2
0.	0.	3.	1.	126810.	-.008	.019	1222020.	-.089	.186	2.	.323	9.637
121.	121.	3.	2.	-139500.	-.011	.031	-831476.	-.069	.186	2.	.272	5.96
121.	121.	3.	2.	10723.	-.001	.002	831476.	-.069	.186	2.	.272	77.54
208.	208.	3.	2.	-163467.	-.013	.036	-831476.	-.069	.186	2.	.272	5.087
415.	415.	3.	1.	-82671.	-.006	.018	-829432.	-.067	.186	2.	.265	10.03
415.	415.	3.	1.	123787.	-.008	.019	1222020.	-.089	.186	2.	.323	9.872

TAGLIO:

Progressive	Se	Vsd	VRd	VRcd	VRsd	Asw	s	ctgT	Ve
> 0.	0.	3.	1.	-2816.	10148.	60844.	61099.	4.52	15.
78.	78.	3.	1.	-1379.	10532.	51672.	51086.	4.52	23.
415.	415.	3.	1.	2312.	10148.	60844.	61099.	4.52	15.

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - RARE:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	49541.	-4.6	156.7	12.06	8.64	.0045	31.57	.014
13.	13.	3.	1.	33385.	-3.1	105.6	12.06	8.64	.003	31.57	.01
208.	208.	3.	2.	-114405.	-12.6	533.7	8.04	9.1	.0152	40.59	.062
415.	415.	3.	1.	40415.	-3.8	127.8	12.06	8.64	.0037	31.57	.012

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - FREQUENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	28341.	-2.7	89.6	12.06	8.64	.0026	31.57	.008
13.	13.	3.	1.	17367.	-1.6	54.9	12.06	8.64	.0016	31.57	.005
208.	208.	3.	2.	-65959.	-7.3	307.7	8.04	9.1	.0088	40.59	.036
415.	415.	3.	1.	24814.	-2.3	78.5	12.06	8.64	.0022	31.57	.007

TENSIONI DI ESERCIZIO E FESSURAZIONE - QUASI PERMANENTI:

Progressive	Se	Ar	Momento	Sc1s	Sacc	As	hc,ef	Eps%	Sr,max	wd	Ve
> 0.	0.	3.	1.	24779.	-2.3	78.4	12.06	8.64	.0022	31.57	.007
13.	13.	3.	1.	14333.	-1.3	45.3	12.06	8.64	.0013	31.57	.004
208.	208.	3.	2.	-57946.	-6.4	270.3	8.04	9.1	.0077	40.59	.031
415.	415.	3.	1.	22209.	-2.1	70.3	12.06	8.64	.002	31.57	.006

ARMATURE LONGITUDINALI (%=100\*Af/Ac1s - Ac1s=area intera sezione)

Nro	Totale	% Super.	% Infer.	Barre
1	20.11	.718	8.04	.287
2	16.08	.574	8.04	.287

Tutte le verifiche a SLU ed a SLE risultano soddisfatte.

### 5.3 FONDAZIONI MURI DI SOSTEGNO E TETTOIA SUD

Si rimanda per maggiori dettagli alle relazioni di calcolo redatte per le strutture in esame, che riportano in modo ordinato le verifiche geotecniche e strutturali delle opere in oggetto.

## 6. CALCOLO PORTANZA DEL SOTTOFONDO DELLE OPERE STRADALI

Si riporta il calcolo della portanza del sottofondo delle opere stradali, eseguito seguendo la formulazione di Brinch – Hansen (1970) nella combinazione **A1M1R3 (Approccio 2)**, ved. par. 4.2.2 e 4.2.3), con riferimento a favore di sicurezza al terreno dell’Unità 1, ossia al più scadente tra quelli definiti al par. 3.2.

Ai fini della definizione del carico da applicare sulla pavimentazione stradale, si richiamano le categorie elencate al par. 3.1.4 delle NTC2018. Facendo riferimento ad un ambiente di *cat. G: Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN)*, quali rampe d’accesso, zone di carico e scarico merci, si ricava il seguente carico concentrato:

$Q_{pav}$	- Carico variabile concentrato cat. G	<b>2x5000</b>	<b>daN</b>
-----------	---------------------------------------	---------------	------------

Tale carico si considera applicato sulla pavimentazione su 2 impronte, aventi dimensioni pari a 200x200mm, che distano assialmente 1.80m.

Considerato lo spessore complessivo del pacchetto stratigrafico compreso tra il sottofondo e la pavimentazione stradale pari a 52cm (ved. Fig. 12) e assunta una ripartizione del carico nello stesso spessore secondo un angolo pari a 45°, si ricavano le dimensioni dell’impronta quadrata sul piano del sottofondo:

$$B = 0.20 + 2 \times 0.52 = 1.24 \text{ m}$$

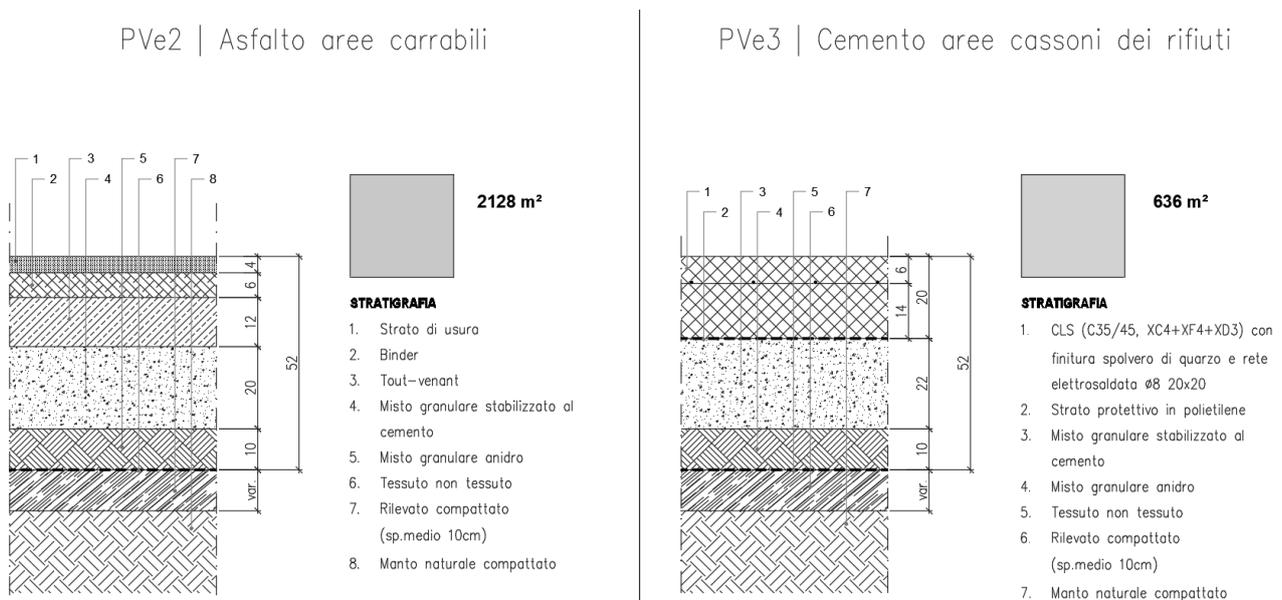


Fig. 12: Stratigrafie opere stradali.

La distanza tra le impronte sulla pavimentazione stradale è tale per cui le corrispondenti distribuzioni non si compenetrano.

Assumendo a favore di sicurezza un peso per unità di volume pari a 2500 daN/m<sup>3</sup> per l'intero pacchetto stratigrafico e considerati i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  per le azioni applicate, si ricava il carico agente sull'impronta di lato B = 1.24m:

$$P = 1.50 \times 5000 + 1.30 \times 2500 \times 1.24^2 \times 0.52 = 10099 \text{ daN}$$

$$\sigma = P / B^2 = 10099 / 124^2 = 0.657 \text{ daN/cm}^2$$

DATI DEL TERRENO	
$\gamma'$	18.00 kN/m <sup>3</sup> 1800 daN/m <sup>3</sup>
$c'$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\varphi'$	30 ° 0.52359878 rad

APPROCCIO DI CALCOLO	
Approccio	2 -
M1/M2	1 -
$c'_d$	0.00 kN/m <sup>2</sup> 0 daN/cm <sup>2</sup>
$\varphi'_d$	30 ° 0.52359878 rad

N.B.: Per il calcolo dei fattori di capacità portante si è fatto riferimento al testo **Fondazioni** di Renato Lancellotta e José Calavera . McGraw-Hill 1999

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE					
Vesic, 1973 / Prandtl, 1921	Meyerhof, 1963	Vesic, 1973	Vesic, 1973	Brinch-Hansen, 1970	Brinch-Hansen, 1970
$N_\gamma$	22.4024863 $s_\gamma$	1.3	$i_\gamma$	1	$b_\gamma$
$N_c$	30.1396278 $s_c$	1.6	$i_c$	1	$b_c$
$N_q$	18.4011222 $s_q$	1.3	$i_q$	1	$b_q$

CAPACITÀ PORTANTE ULTIMA	
$q_{ult,\gamma}$	325.02 kN/m <sup>2</sup> Terreno
$q_{ult,c}$	0.00 kN/m <sup>2</sup> Coesione
$q_{ult,q}$	0.00 kN/m <sup>2</sup> Sovraccarico
$q_{ult}$	325.02 kN/m <sup>2</sup> 3.250 daN/cm <sup>2</sup> Capacità portante ultima

CAPACITÀ PORTANTE LIMITE		
$\gamma_R$	$q_{amm}$	141.31 kN/m <sup>2</sup> 1.413 daN/cm <sup>2</sup> Capacità portante limite
2.30		

$Q_{ult}$	499.74348 kN 49974.348 daN	$Q_{amm}$	217.279774 kN 21727.9774 daN
-----------	-------------------------------	-----------	---------------------------------

SOLLECITAZIONI AGENTI		
Hx	0 kN	Componente di carico orizzontale lungo x
Hy	kN	Componente di carico orizzontale lungo y [non prende in conto nei calcoli]
N	100.98544 kN	Sforzo normale
Mx	0 kNm	Momento flettente che fa ruotare attorno a x
My	0 kNm	Momento flettente che fa ruotare attorno a y

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_k$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_k = 1.0$	$\gamma_k = 1.8$	$\gamma_k = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_k = 1.0$	$\gamma_k = 1.1$	$\gamma_k = 1.1$

Verifica soddisfatta	
FS	2.15159506 -

Fig. 13: Verifica della portanza del sottofondo.

La portanza a SLU del sottofondo è pari a **1.413 daN/cm<sup>2</sup>** e risulta maggiore del carico agente  $\sigma = 0.657 \text{ daN/cm}^2$ , pertanto la verifica si può considerare ottemperata con un fattore di sicurezza  $FS = 2.151 > 1$ .

## **7. CONCLUSIONI**

Alla luce delle valutazioni innanzi espresse si ritiene di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geotecnica degli interventi in progetto.

**ALLEGATO**



**Finanziato  
dall'Unione europea**  
NextGenerationEU



MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA SICUREZZA ENERGETICA



COMMITTENZA:

**CITTA' DI TORINO**

**Divisione Qualità Ambiente**  
Arch. Lorenzo De Cristofaro

**AMIAT**

**Responsabile del progetto**  
Ing. Flavio Frizziero

PROGETTISTI:



**EP&S ENGINEERING  
PROJECT & SERVICE**

**Progetto architettonico**  
Ing. Stefano Dalmasso

**Progetto strutturale**  
Ing. Stefano Dalmasso

**Progetto impianti elettrici**  
Ing. Renzo Zorzi

**Progetto impianti meccanici**  
Ing. Stefano Dalmasso

**Coordinamento della sicurezza  
in fase di progettazione**  
Ing. Umberto Siniscalco

**GEOLOGO**

**REGIONE PIEMONTE  
PROVINCIA DI TORINO  
COMUNE DI TORINO**

**REALIZZAZIONE DI UN NUOVO CENTRO DI  
RACCOLTA IN TORINO, VIA REYCEND ANGOLO  
VIA MASSARI  
CUP: C12F22000940005**

**PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED  
ECONOMICA**



ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI CUNEO  
*Dot. Ing. Stefano Dalmasso*

Titolo

**Geologia e geotecnica**

**Relazione Geologica e Sismica**

Codice documento

08032401FATGT\_RSP\_001a

Numero tavola

File:

08032401FATVE\_GT\_001a.pdf

**GT-RSP-001**

DATA AGG.

marzo 2024

REV.

a

OGGETTO

Prima emissione

Fase progetto

**PFAT**

Progetto

**Ecocentro**

Formato (ISO)

A4

Scala

Revisione

a

Data emissione

marzo 2024

Regione Piemonte

Città di Torino

via Massari angolo via Reycend



REALIZZAZIONE NUOVO ECOCENTRO CITTADINO

**RELAZIONE GEOLOGICA E SISMICA**  
ai sensi D.M.11/03/88 - D.M.17/01/18

DATA

4 marzo 2024

geol. Giuseppe Genovese



D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica

## INDICE

<b>1. PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2. STATO DI FATTO, opere in progetto E SITUAZIONE NORMATIVA</b>	<b>3</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO</b>	<b>4</b>
3.1 Dati pregressi	8
<b>4. IDROGEOLOGIA</b>	<b>9</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE DEL SEDIME</b>	<b>9</b>
5.1 Stratigrafia di dettaglio dell'area di intervento	9
5.2 Caratterizzazione geotecnica del sedime	10
5.3 Caratterizzazione sismica del sedime	10
5.4 Valutazione della verifica a liquefazione	11
<b>6. verifica preliminare di CAPACITA' PORTANTE</b>	<b>11</b>
<b>7. Stabilità dei fronti di scavo E DELL'INSIEME OPERA-terreno</b>	<b>16</b>
<b>8. CONsiderazioni conclusive</b>	<b>16</b>

## **D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

### **1. PREMESSA**

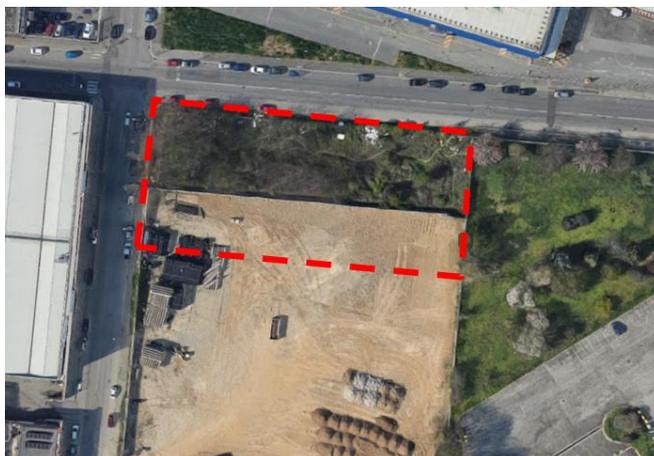
La presente relazione espone i risultati dello studio condotto ai sensi del vigente **D.M. 11/03/88** – *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno, delle terre e delle opere di fondazione"* e del **D.M. 17/01/2018** – *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"*, finalizzato alla caratterizzazione geologica e sismica del terreno interessato dal progetto di **"REALIZZAZIONE NUOVO ECOCENTRO CITTADINO"**, di prevista realizzazione a Torino nel lotto compreso tra via Massari e via Reycend a Torino.

Nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici e idrogeologici:

- caratterizzazione geomorfologica, geologica e idrogeologica dell'area;
- caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- individuazione delle problematiche geologico-geotecniche connesse alla realizzazione delle opere e verifica preliminare delle soluzioni fondazionali;
- verifica della compatibilità tra l'assetto del territorio e gli effetti conseguenti alla realizzazione degli interventi in progetto.

A tal fine è stato condotto un dettagliato rilevamento geolitologico e geomorfologico di superficie del sito d'intervento e di un suo significativo intorno, supportato dalla raccolta e organizzazione dei dati esistenti, con particolare riguardo agli elaborati geologici del P.R.G.C. e alle indagini effettuate nelle immediate vicinanze in analoghi ambiti geologici e geomorfologici. Nella fattispecie, sono stati analizzati i risultati delle campagne geognostiche condotte in via Reycend 23 (Genovese & Associati, 1997), completa di n°1 prova penetrometrica dinamica continua eseguita con penetrometro leggero modello DL030IT con massa battente da 30kg e di n°1 saggio geognostico con escavatore meccanico, e in via Veronese angolo via Fea (Genovese Associati, 2019) con esecuzione di n°3 prove penetrometriche dinamiche eseguite con penetrometro medio DPM30 e n°1 indagine sismica per onde superficiali MASW + HVSR.

Il sopralluogo ed i rilievi tecnici sono stati effettuati a inizio marzo 2024.



Veduta aerea dell'area in esame.

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

## **2. STATO DI FATTO, OPERE IN PROGETTO E SITUAZIONE NORMATIVA**

Il sito in esame si colloca al margine settentrionale della Città di Torino. Si tratta di un'area libera da fabbricati di proprietà dell'amministrazione comunale che si estende su un piazzale sterrato di circa 3.600 mq, posto all'interno di un'area di circa mq 10.000.

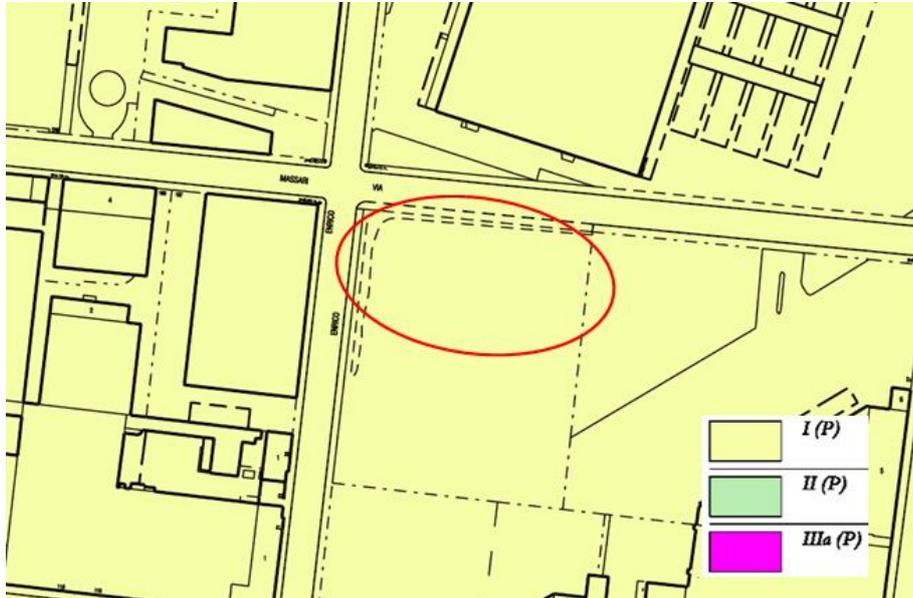
L'ipotesi di fattibilità di realizzazione dell'Ecocentro è stata strutturata prevedendo:

- un edificio di circa 20 mq, con all'interno locale guardiola e servizi igienici;
- la zona di conferimento e deposito dei rifiuti non pericolosi, attrezzata con cassoni scarrabili/contenitori, con la presenza di rampe carrabili sia per il conferimento facilitato di materiali ingombranti o pesanti che per le altre frazioni;
- realizzazione di una tettoia, posta su rampa, di dimensione pari a mq 230 circa a protezione dei rifiuti R1, R3 e R4;
- realizzazione di una tettoia, in prossimità dell'uscita dell'Ecocentro, di dimensioni pari a mq 130 circa a protezione della zona di conferimento e deposito di rifiuti cosiddetti "pericolosi", cioè per vernici, olii, ecc., e RAEE, cioè, elettrodomestici che saranno adeguatamente protetti dagli agenti atmosferici. I contenitori saranno posti su superficie impermeabilizzata e dotata di opportuna pendenza, in modo da convogliare eventuali sversamenti accidentali ad un pozzetto di raccolta, a tenuta stagna.

Per quanto riguarda la situazione normativa vigente sull'area in esame, si riporta quanto segue.

Nella **Carta della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica**, allegata alla Variante n°100 al P.R.G.C. di Torino, approvata con Delibera della Giunta Regionale 27/10/08 n. 21/9903 e pubblicata sul BUR n. 45 del 6/11/08, l'area è inserita in **Classe 1**, ovvero "*zone non soggette a pericolo di inondazione né di allagamento*". Si tratta di "*porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche: gli interventi sia pubblici che privati sono di norma consentiti nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88 e del D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni"*".

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**



Estratto fuori scala della Carta di sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica; in rosso è indicata l'area in esame.

Nel "PIANO stralcio per l'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) - Interventi sulla rete idrografica e sui versanti - redatto dall'Autorità di Bacino del Fiume Po ai sensi della Legge 18 maggio 1989, n.183, art.17, comma 6-ter, ed adottato con deliberazione del Comitato Istituzionale n.18 in data 26.04.2001" non sussistono perimetrazioni e/o segnalazioni riguardanti il settore territoriale in oggetto.

Nelle mappe di pericolosità del PIANO di GESTIONE dei RISCHI ALLUVIONE (PGRA) – approvato con DPCM 27 Ottobre 2016 in osservanza della Direttiva Europea 2007/60/CE "Direttiva Alluvioni", recepita nel diritto italiano con D. Lgs 49/2010 – l'area in oggetto ricade al di fuori degli scenari di alluvioni.

Sulla base della **D.G.R. n. 6-887 del 30 dicembre 2019**, *OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656*, il territorio comunale di Torino ricade in **Zona 3**.

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO**

L'area di indagine, localizzabile sulla sezione n°156050 della Carta Tecnica Regionale della Regione Piemonte alla scala 1:10.000, si inquadra nel contesto geomorfologico dell'ampia pianura torinese che, estendendosi dall'edificio collinare ad est della città, giunge a lambire il margine interno alpino a ovest. L'assetto morfologico è caratterizzato dalla coalescenza dei due ampi conoidi fluviali di pertinenza del Fiume Dora Riparia e del Torrente Stura di Lanzo, situati rispettivamente allo sbocco delle valli di Susa e Lanzo. Trattasi di complessi apparati formati dall'incastro di elementi di età diversa ("conoidi telescopiche") che si manifestano con una serie di terrazzi sub-pianeggianti situati a quote diverse, i più recenti dei quali appaiono spesso incassati di parecchi metri rispetto a quelli più antichi. In prossimità

#### **D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

dei corsi d'acqua attuali, affiorano infatti sedimenti fluviali post glaciali (Alluvioni Antiche, Alluvioni Medio Recenti, Alluvioni Attuali) fiancheggiati da depositi fluviali più antichi (mindeliani e rissiani), costituenti i più alti terrazzi latitanti e debolmente degradanti verso il Po.

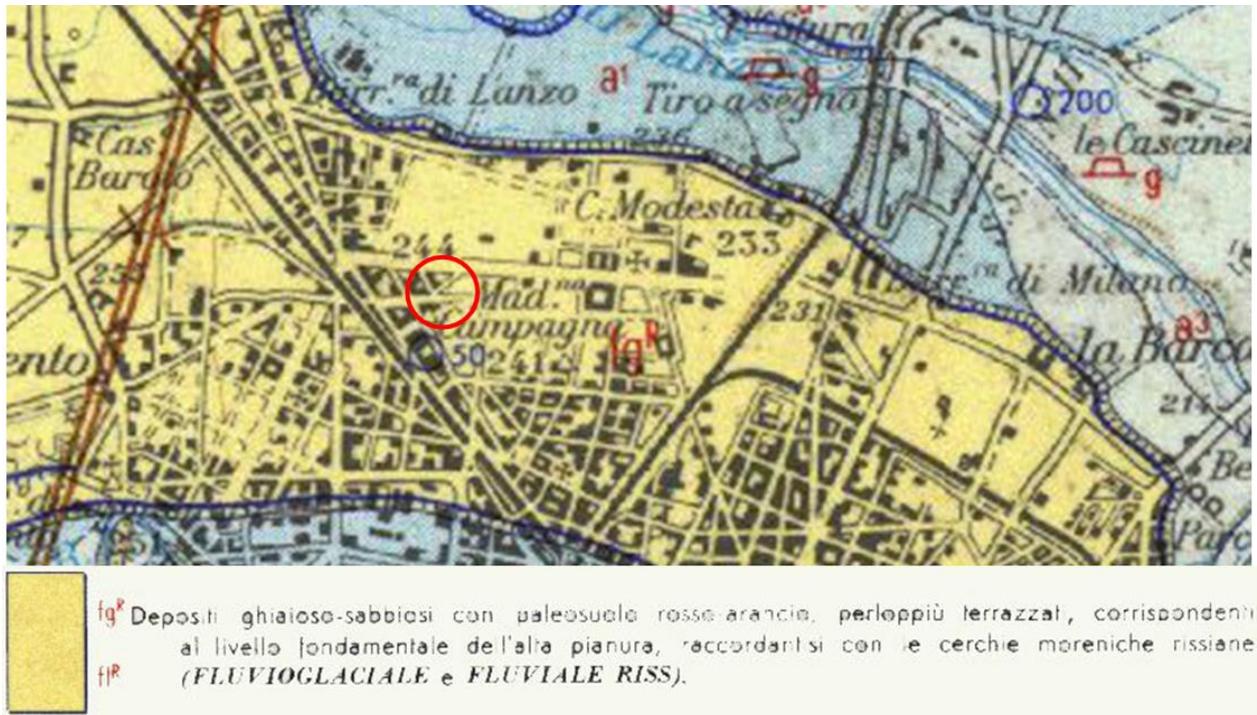
Il substrato su cui riposa il complesso sedimentario sopra descritto è costituito da depositi marini terziari e da depositi quaternari. Il fianco occidentale dell'anticlinale strutturata entro i depositi marini del Bacino Terziario Ligure Piemontese (e costituente l'ossatura della Collina di Torino) si immerge infatti al di sotto della pianura torinese, a formare un bacino subsidente con asse orientato nordest-sudovest, circa parallelo all'anticlinale.

Tale bacino, sede durante il Quaternario di intensa sedimentazione dei depositi "villafranchiani" (*Auct.*), risulta maggiormente depresso sulla verticale del Comune di Venaria Reale, dove i depositi quaternari raggiungono spessori superiori a 200 m. Procedendo verso il Po gli spessori coinvolti diminuiscono, seppur in maniera non uniforme, fino ad azzerarsi. I depositi quaternari villafranchiani sono suddivisibili in una *facies* lacustre più antica, costituita da alternanze limoso-argillose, e in una *facies* successiva di tipo fluvio-lacustre costituita da alternanze sabbioso-ghiaiose.

Dal punto di vista geologico l'area di indagine si adagia sulla superficie terrazzata e lievemente ondulata ascrivibile al "Terrazzo Fluvioglaciale Riss", livello fondamentale dell'alta pianura distinta e sopraelevata dalle più recenti alluvioni che bordano il corso attuale dei fiumi Stura di Lanzo (a Nord) e Dora Riparia (a Sud): il raccordo tra questi terrazzi negli areali contigui a quello di intervento è generalmente graduale e caratterizzato da un blando piano inclinato, eccetto lungo la via Reiss Romoli ove si esplica mediante una evidente scarpata.

In linea generale i depositi alluvionali affioranti nell'area sono prevalentemente costituiti da ghiaie e ghiaie sabbiose con ciottoli, talora con paleosuolo rosso-arancio più o meno sviluppato nelle porzioni più superficiali: procedendo in profondità le ghiaie tendono a prevalere sulla matrice sabbiosa e ad assumere un colore grigio. A luoghi tali depositi sono mascherati da una copertura discontinua limoso-sabbiosa di colore nocciola con prevalente sfaldatura prismatica, ascrivibile a fasi di sedimentazione eolica in un ambiente di steppa durante le fasi di ritiro glaciale (*loess rissiano*, Foglio 56 "Torino" - Carta Geologica d'Italia - scala 1:100.000): ove non sono ancora soggunte trasformazioni urbanistiche tale terreno loessico, pedogenizzato e destrutturato nella porzione corticale, costituisce il coltivo e la coltre superficiale.

D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica

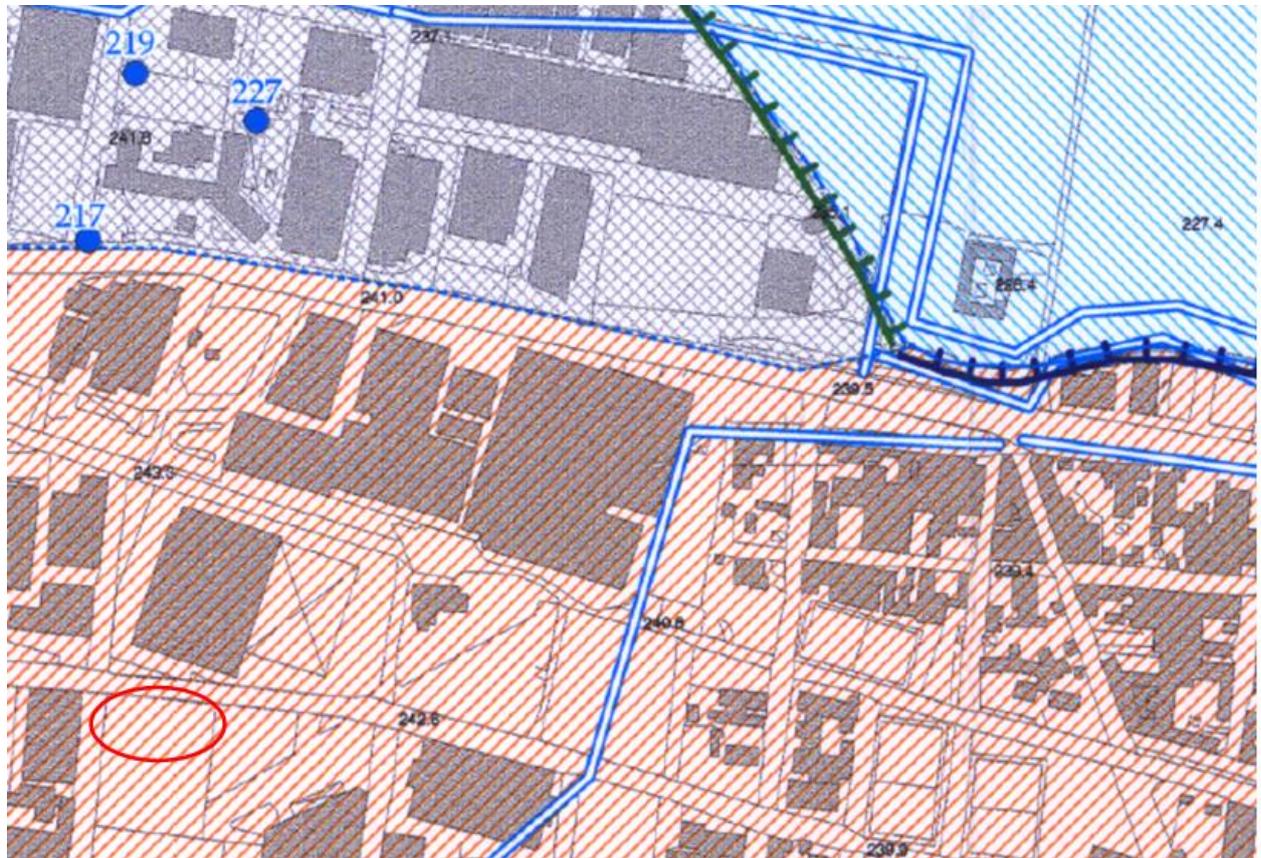


Estratto fuori scala del Foglio Torino della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000; in rosso è indicata l'area in esame.

Nella "Carta geologico-strutturale e geomorfologica" (Allegato 3.23 della Variante n°100 del PRGC) l'area di intervento è ascritta agli areali di affioramento di una unità pleistocenica completamente formata di pertinenza del fiume Dora Riparia: trattasi della "Unità della Cittadella" costituente la parte più estesa del settore del conoide fluvio-glaciale su cui si estende la città di Torino e sviluppata tra circa 272 e 245 m s.l.m.

Si tratta di depositi fluvio-glaciali ghiaioso-sabbiosi localmente debolmente cementati, con una pezzatura dei clasti di maggiore dimensione in diminuzione procedendo da monte verso valle in associazione ad un aumento della percentuale di matrice sabbiosa. I suoli che si sviluppano su questi depositi, quando conservati, hanno un Indice di Colore di Munsell pari a 10YR 4/4, considerato indicativo della parte superiore del Pleistocene superiore.

D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica



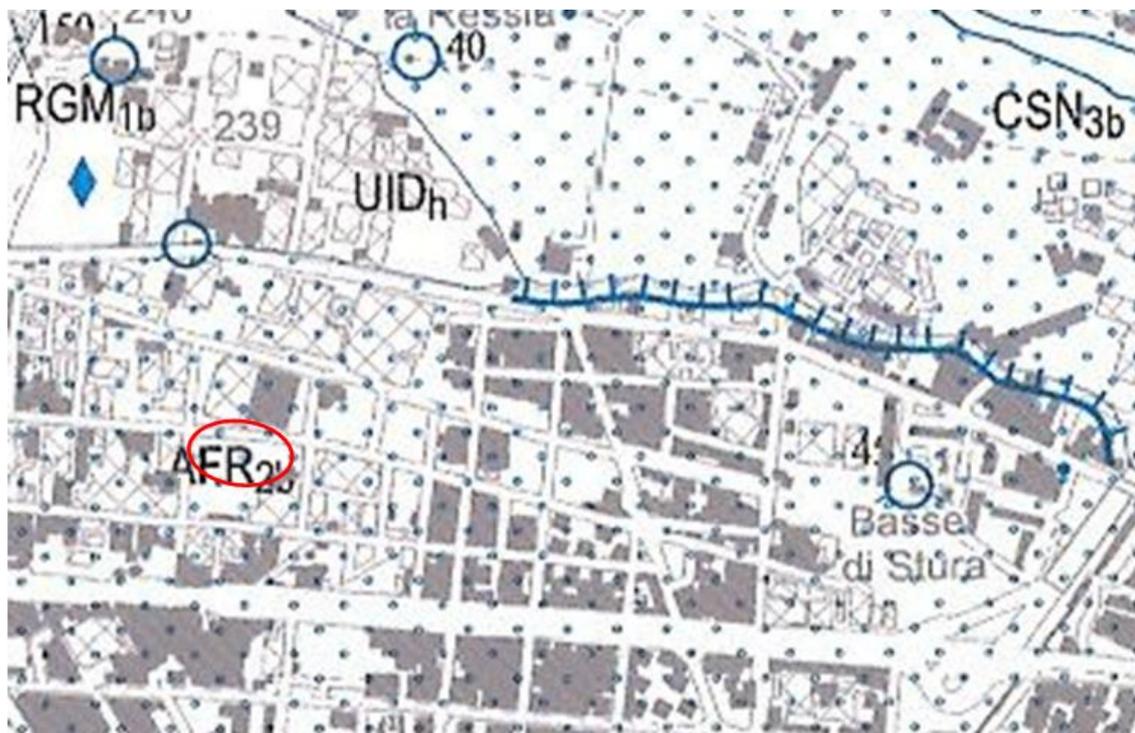
Estratto fuori scala della Carta geologico-strutturale e geomorfologica, allegata alla Variante n°100 del P.R.G.C. di Torino; in rosso è indicata l'area in esame.

In linea generale l'analisi delle stratigrafie conservate nel data base della Provincia di Torino relative ad alcuni pozzi trivellati in zone contigue conferma la presenza di ghiaia e ghiaia con sabbia cui seguono in profondità livelli di depositi siltitico-argillosi del Villafranchiano a quote variabili tra -20 m e -30 m dal piano campagna attuale.

Infine, nel Foglio 156 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia - scala 1:50.000 del Progetto CARG curata dall'Arpa Piemonte, dall'Università di Torino e dal C.N.R., l'area in esame è inserita in corrispondenza del "Sintema di Frassinere" e, nello specifico, all'interno del "Subsintema di Col Giansesco" costituito in tale settore da sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose con clasti eterometrici di

D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica

quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di prasiniti, calcescisti e marmi grigi (depositi fluvioglaciali).



- Unità ubiquitarie in formazione**  
Silt argillosi di spessore metrico legati alla rielaborazione di depositi fluviali sensibilmente alterati e distribuiti lungo i versanti delle attuali incisioni vallive (depositi colluviali) (UID<sub>b2</sub>). Depositi eterometrici a matrice siltoso-sabbiosa e siltoso-argillosa, talvolta inglobanti elementi di substrato di grandi dimensioni, costituenti accumuli con estensione e spessore variabili (depositi di frana) (UID<sub>a1</sub>). Accumuli di origine antropica (UID<sub>h</sub>).  
UID *PLEISTOCENE SUP. - ATTUALE*
- SINTEMA DI FRASSINERE**  
**Subsistema di Col Glansesco**  
Ghiaie sabbiose grossolane debolmente alterate (7,5-10YR) con clasti eterometrici di quarziti, serpentiniti, gneiss e subordinatamente di "pietre verdi", calcescisti e marmi grigi. Verso l'alto è presente una sottile copertura di silt sabbiosi e loess s.l. Costituiscono superfici terrazzate sospese di 10 m sugli attuali foncovalle (depositi fluvioglaciali) (AFR<sub>2b</sub>). *PLEISTOCENE SUP.*  
AFR<sub>2</sub>

Estratto fuori scala del Foglio Torino Est della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000; in rosso è indicata l'area di interesse.

### 3.1 Dati pregressi

In via Reycend 23, a poca distanza dal Nuovo Ecocentro, è stata a suo tempo condotta una campagna geognostica completa di n°1 prova penetrometrica dinamica continua, eseguita con penetrometro leggero modello DL030IT con massa battente da 30 kg, e di n°1 saggio geognostico con escavatore meccanico.

## **D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

Le indagini hanno delineato un modello geologico caratterizzato da un orizzonte superficiale di materiale di riporto, a cui segue un livello francamente sabbioso di modesta valenza geotecnica, esteso fino a 3,0÷3,5 m da piano campagna.

Oltre tale profondità si è riscontrato un progressivo miglioramento delle caratteristiche geomeccaniche del sedime, dovuto all'incremento del grado di addensamento e alla comparsa di *facies* ghiaioso-ciottolose a granulometria più grossolana.

### **4. IDROGEOLOGIA**

Per quanto concerne l'assetto idrogeologico, dai dati disponibili in letteratura il sottosuolo in esame ospita una falda multistrato di tipo multiradiale complesso, il cui deflusso risulta essere condizionato dai locali corsi d'acqua cittadini (Po, Sangone, Dora Riparia, Stura di Lanzo) e dalle opere idrauliche ad essi collegate.

Il Fiume Po costituisce il livello di base ricettore della falda acquifera, mentre i rapporti fra la falda ed i corsi d'acqua minori sono d'interscambio reciproco, variabili stagionalmente e talvolta anche tra la sponda destra e quella sinistra dei corsi d'acqua. Le linee di deflusso della falda sono orientate generalmente ONO-ESE, con andamento circa perpendicolare al Fiume Po: l'acquifero principale è costituito dal materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso, caratterizzato da una permeabilità piuttosto elevata, sebbene a piccola e media scala i sedimenti alluvionali possano presentare una notevole eterogeneità dal punto di vista granulometrico e/o dal grado di addensamento e cementazione che si ripercuote anche sulla permeabilità del mezzo attraversato.

Per quanto concerne il settore comprendente l'area di intervento, iscritto tra i corsi dei fiumi Stura di Lanzo a Nord e Dora Riparia a Sud, la superficie piezometrica della prima falda freatica si attesta in condizioni di regime idrogeologico ordinario ad una profondità di c.ca 15 m dal piano campagna attuale. In base alla ricostruzione dell'andamento delle isopieze effettuata con i dati in possesso dello scrivente, la falda nel sito d'intervento è alimentata dai fiumi Dora Riparia e Stura di Lanzo e drenata dal fiume Po, con tendenza delle isopieze a disporsi circa parallele allo stesso.

### **5. CARATTERIZZAZIONE DEL SEDIME**

#### **5.1 Stratigrafia di dettaglio dell'area di intervento**

La successione stratigrafica dell'area in esame è stata desunta sulla base delle indagini geognostiche a suo tempo eseguite nel contiguo cantiere di via Reycend n°23, in contesto geologico affine:

- |                     |   |
|---------------------|---|
| da p.c. a -1,10 m:  | terreno di riporto eterogeneo costituito da ghiaie e sabbie eterometriche, debolmente limose, frammiste a materiale di origine antropica; |
| da -1,10 a -2,80 m: | sabbie medio grossolane con subordinata ghiaia moderatamente addensate;   |

## D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica

da -2,80 a -3,50 m: sabbie eterometriche da limose a debolmente limose poco addensate

oltre -3,50 m: ghiaie medie sabbiose, da limose a debolmente limose, poligeniche; si osserva una colorazione rossastra della frazione fine, indice di un certo grado di alterazione (Ox di Fe).

I dati relativi alle indagini eseguite in via Veronese angolo via Fea delineavano invece un assetto stratigrafico differente rispetto a quanto emerso in via Reycend: in via Veronese l'orizzonte sabbioso con *facies* e posizione stratigrafica analoghe a quanto riscontrato in via Reycend presentava un esiguo spessore affiorando tra -0,50 e 1,00 m dal p.c. Ciò a conferma della variabilità di spessore e distribuzione dell'orizzonte limoso sabbioso superficiale.

### 5.2 Caratterizzazione geotecnica del sedime

Nell'area di previsto intervento la caratterizzazione geotecnica è stata al momento condotta sulla base delle prove penetrometriche a suo tempo eseguite nel contiguo cantiere di via Reycend n°23, in contesto geologico affine.

Si è proceduto quindi con l'obiettivo di raggruppare in unità geotecniche spessori di terreno con caratteristiche meccaniche omogenee, andando quindi a definire una stratigrafia litotecnica. Nella fattispecie sono state individuate 4 UNITÀ LITOTECNICHE, distinte in virtù dei parametri geotecnici che ne caratterizzano il sedime.

	litotipo	tetto [m]	letto [m]	$\varphi'_k$ [°]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$E$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c'$ [KPa]
UNITÀ 1	riporto	p.c.	1,10	30°	1,8	210	0,0
UNITÀ 2	sabbie addensate	1,10	2,80	33°	1,8	300	0,0
UNITÀ 3	sabbie sciolte	2,80	3,50	30°	1,8	210	0,0
UNITÀ 4	ghiaie	3,50	10,00	38°	1,9	495	0,0

Tabella in cui sono riportati i range di profondità dei limiti tra le unità litotecniche e i rispettivi parametri geotecnici.

### 5.3 Caratterizzazione sismica del sedime

Per la caratterizzazione sismica del sedime si è fatto riferimento alla prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) eseguita nel cantiere di via Veronese: come illustrato nella suddetta tavola a fondo testo, il valore di  $V_{s_{eq}}$  ottenuto tramite la prova MASW effettuata è risultato pari a **437 m/s** a partire dal piano campagna.

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", la suddetta stratigrafia e le caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B "Rocce tenere e depositi di**

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s". Si riportano nel seguito i valori di riferimento e i coefficienti sismici, considerato che l'area in esame è posta in Zona 3 dalla D.G.R. n. 6-887 del 30/12/2019, con categoria topografica T1, sottosuolo di categoria B e Classe d'uso II.

VALORI DI RIFERIMENTO

	Operatività (SLO)	Danno (SLD)	Salvaguardia della vita (SLV)	Prevenzione dal collasso (SLC)
Probabilità di superamento [%]	81	63	10	5
Tr [anni]	30	50	475	975
ag [g]	0,023	0,029	0,055	0,065
Fo	2,586	2,587	2,756	2,805
Tc* [s]	0,177	0,196	0,271	0,287

COEFFICIENTI SISMICI

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,200	1,200	1,200	1,200
Cc	1,560	1,520	1,430	1,410
St	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh	0,006	0,007	0,013	0,016
Kv	0,003	0,003	0,007	0,008
Amax	0,274	0,338	0,650	0,768
Beta	0,200	0,200	0,200	0,200

L'indagine HVSR eseguita contestualmente alla MASW non ha evidenziato picchi di risonanza in corrispondenza delle frequenze d'interesse ingegneristico.

**5.4 Valutazione della verifica a liquefazione**

Secondo quanto previsto dall'art. 7.11.3.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018, la verifica a liquefazione non risulta necessaria in quanto - con riferimento al punto 1 dell'articolo sopra citato - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta minore di 0,1 g.

**6. VERIFICA PRELIMINARE DI CAPACITA' PORTANTE**

## **D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

Come detto precedentemente, gli interventi in progetto prevedono la realizzazione di un Ecocentro.

La ricostruzione stratigrafica e la parametrizzazione geotecnica condotta hanno individuato 4 UNITÀ LITOTECNICHE, distinte in virtù dei parametri geotecnici che ne caratterizzano il sedime (vedi tabella di paragrafo 5.2).

Alla luce del modello geotecnico sopra definito è stata nel seguito effettuata una prima valutazione di massima della capacità portante delle fondazioni del locale guardiola e servizi igienici, ipotizzando una fondazione diretta superficiale di tipo **platea** di dimensioni pari a 4,5 x 6,5 m c.ca, immorsata in corrispondenza dell'UNITA' 1; si rimandano in ogni caso alla specifica relazione geotecnica a firma di progettista strutturale gli approfondimenti progettuali e le relative verifiche di cui al paragrafo 6.4 delle NTC 2018, non di competenza del presente elaborato.

La valutazione preliminare della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica ex **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**, utilizzando l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)** in cui la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3; le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

dove:

$E_d$  = pressioni agenti alla base della fondazione

$R_d$  = capacità portante di calcolo

$\gamma_{RV}$  = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con la seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

dove:

$N_d$  = azione normale di progetto

$A_{ef} = BR \cdot L'$  = area ridotta

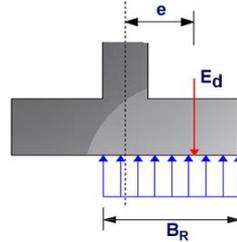
Per fondazioni quadrate o rettangolari l'area ridotta risulta  $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R=B-2e$ .



dove:

$e=N_d/M_d$  = eccentricità dei carichi

In mancanza d'indicazioni sulle azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno: si evidenzia quindi che le azioni di progetto  $E_d$  [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza  $R$  (indicate nel seguito come  $R_d$ ). Si è inoltre proceduto ad inserire nei calcoli i fattori correttivi per l'azione sismica, come precedentemente definiti.

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software LOADCAP<sup>®</sup> della Geostru: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo. Il programma permette inoltre l'analisi in condizioni sismiche utilizzando le correzioni sismiche secondo Vesic e Sano.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa, mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

$s_q = 1 + \text{sen}\phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

$i_q$  e  $i_c$  sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $L'$

$$i_q = i = 1 - H / (V + A' c' \cot\phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$i_q$ ,  $i_c$  e  $i_g$  sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $B'$

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot\phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot\phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $Q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$  di Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori  $R_d$  per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente.

Tipologia fondazionale	Approccio 2		Coeff. di sottofondo $k$ Winkler (kg/cm <sup>3</sup> )
	$Q_{lim}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$R_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
	M1	M1+R3	
platea 4,5 x 6,5 m	8,28	3,60	3,31

I valori di  $R_d$  ottenuti non possono essere considerati pari alla pressione ammissibile poiché occorre effettuare anche la verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND & BURBIDGE* [1984].

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland & Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

- $q'$  = pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$  = larghezza della fondazione;
- $I_C$  = indice di compressibilità;
- $f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{SPT}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per calcolare la profondità significativa  $z_i$  (profondità entro la quale viene calcolata la media dei valori di  $N_{SPT}$ ) viene utilizzata la seguente relazione:

$$z_i = 1,025 + 0,4286 \cdot B - 0,0001 \cdot 9,91 \cdot B^2$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{SPT}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{SPT} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:  $N_c = 1,25 N_{SPT}$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_s, f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:



Andamento della Profondità significativa in funzione della base della fondazione

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

$$f_s = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato un valore di  $N_{AV}$  che rappresenta la media "conservativa" dei valori  $N_{SPT}$  all'interno della profondità significativa z (funzione del lato della fondazione), pari a 5 colpi/piede per l'UNITÀ 1 - UNITÀ 3 e pari a 12 colpi/piede per l'UNITÀ 2. Per contenere i cedimenti differenziali su valori accettabili per la stabilità della struttura, si è imposto un cedimento massimo ammissibile nell'immediato ( $S_{imm}$ ) e dopo 30 anni dall'applicazione del carico ( $S_{max}$ ) inferiore a 25 mm. La verifica ha fornito i seguenti valori limite dell'effetto delle azioni Cd (portata ammissibile ai cedimenti):

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA AI CEDIMENTI (VERIFICA AGLI SLE)

Tipologia fondazionale	$S_{imm}$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	<b>Cd (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
platea 4,5 x 6,5 m	15,12	22,68	<b>0,50</b>

Le azioni di progetto Ed (ridotte dai relativi coefficienti del gruppo A) dovranno pertanto risultare inferiori ai valori di Cd sopra indicati.

## 7. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DELL'INSIEME OPERA-TERRENO

Gli interventi previsti non contemplano la formazione di scavi di sbancamento se non quelli per la realizzazione delle nuove opere di fondazione in progetto, scavi a sezione obbligata che dovranno essere eseguiti secondo le regole della buona pratica di cantiere.

Per quanto concerne la stabilità dell'insieme opera-terreno, non si è ritenuto necessario procedere ad una verifica analitica stante il contesto subpianeggiante di inserimento dell'opera.

## 8. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini condotte hanno consentito di ricostruire l'assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area di previsto intervento, evidenziando le principali problematiche connesse alla realizzazione delle opere in progetto ed alle incidenze sugli areali circostanti.

**D.M.11/03/88 - D.M. 17/01/2018: Relazione geologica e sismica**

Il modello concettuale geotecnico del sottosuolo ha inoltre consentito di valutare la capacità portante ammissibile del terreno e la compatibilità dell'intervento con l'assetto idrogeologico del territorio.

Qualora in fase di esecuzione dei lavori si riscontrassero condizioni dissimili da quanto modellizzato sulla base dei dati disponibili, si renderà necessario riesaminare la situazione alla luce dei nuovi elementi emersi.

**L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologica e geotecnica degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.**

Torino, lì 4 marzo 2024

geol. Giuseppe Genovese



A circular blue ink stamp from the "Ordine Geologi Regione Piemonte" (Professional Order of Geologists, Piedmont Region). The center of the stamp contains the text: "GIUSEPPE GENOVESE GEOLOGO A.P. SEZ. A N. 192". The outer ring of the stamp contains the text: "ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE" at the top and "ALBO PROFESSIONISTI" at the bottom, separated by two stars. A blue ink signature is written over the stamp.

**ALLEGATI**

- Corografia generale scala 1:10.000
- Indagini geognostiche cantiere di via Reycend 23 (Genovese & Associati, 1997)