

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.**

CUP: J14D20000010001

U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA**

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

FA – FABBRICATI TECNOLOGICI

FA01 – GA01 VERONA PORTA VESCOVO
Relazione di calcolo fondazioni e Vasca

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I N 1 A 2 0 D 2 6 C L F A 0 3 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	V. Reale	Gen. 2021	M. Rigo	Gen. 2021	C. Mazzocchi	Gen. 2021	A. Perego Gen. 2021

File: IN1A20D26CLFA0100002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA.....	5
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
4.1	TABELLA MATERIALI	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	12
5.1	RILEVATO FERROVIARIO.....	12
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE.....	12
6	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI.....	14
7	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA	19
8	VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI	20
9	DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO.....	21
10	CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE	22
11	SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO	23
11.1	DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI	23
11.2	DATI DI CARICO DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	24
11.3	VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	25
11.4	VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI SUPERFICIALI	26
12	PARAMETRI DI CALCOLO	27
13	DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	29
14	VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	36
1	VASCA DI ACCUMULO - RELAZIONE DI CALCOLO	38
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	38
1.2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	40

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	3 di 48

1.3	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	40
1.3.1	<i>Carichi agenti</i>	40
1.3.2	<i>Verifica soletta di copertura</i>	40
1.3.3	<i>Verifica pareti</i>	44
1.4	VERIFICA GEOTECNICA.....	46

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto la progettazione definitiva di opere strutturali relative all'Ingresso Est al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona.

L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'uscita dell'Autostrada Verona Nord e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Vescovo, per una estensione di circa 9.7 km dall'inizio dello Scalo Cason alla fine della linea AV/AC. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

- MODIFICA DI TRACCIATO DELLE LINEE MI-VE STORICA E VR-BRENNERO
- LINEA AV/AC MILANO-VENEZIA
- NUOVO SCALO IN LOCALITA' CASON
- RACCORDO BIVIO S.MASSIMO – VERONA P.N.
- RACCORDO Q.E. – VERONA P.N.
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA NUOVA
- INTERVENTI NELL'AMBITO DI VERONA PORTA VESCOVO

Sono previsti interventi di potenziamento e riconfigurazione della stazione di Verona Porta Nuova e Verona Porta Vescovo. Il progetto comprende tutte le opere atte a consentire l'allaccio e l'interfaccia con le linee storiche esistenti e la risoluzione delle interferenze tra la parte di progetto stesso e l'esistente (viabilità, idrografia, ecc).



La seguente relazione tratta del calcolo delle fondazioni dell'edificio FA02 ed è suddivisa in due parti la prima tratta le fondazioni della parte A (edificio h = 6.32 m) la seconda la parte B (edificio h = 3.32 m)

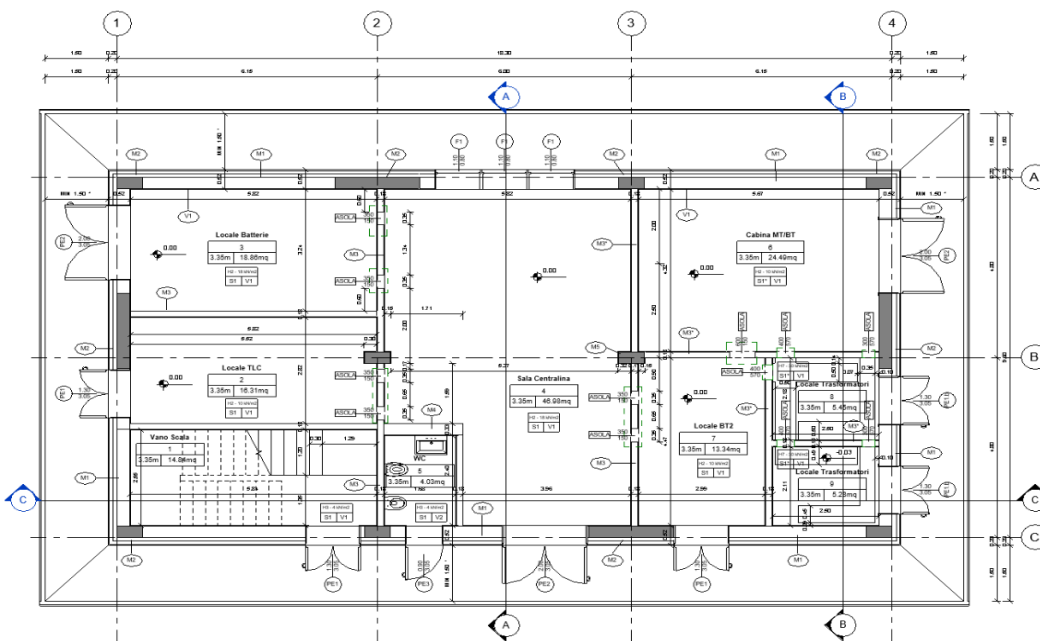
2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO E NORMATIVA

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Per il nuovo Fabbricato Tecnologico si prevede una struttura intelaiata in cemento armato che si sviluppa su due piani fuori terra. L'edificio ha dimensione rettangolare in pianta di circa 18,30x10,00 m ed è caratterizzato da una copertura a padiglione la cui altezza massima in corrispondenza del colmo è circa pari a 9,70 m.



Pianta piano terra

Immagine 1:

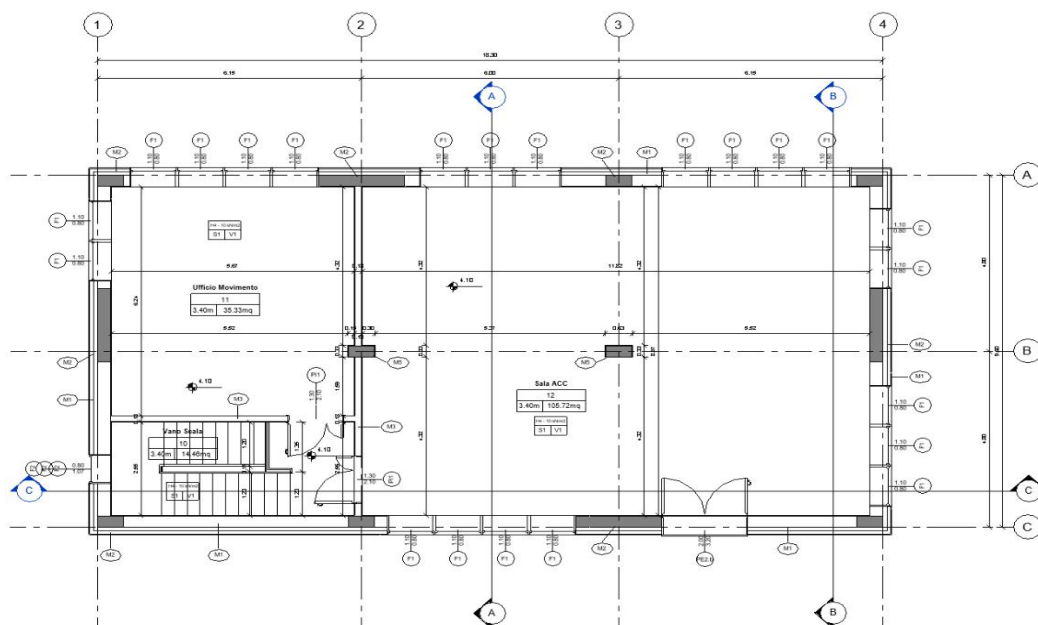
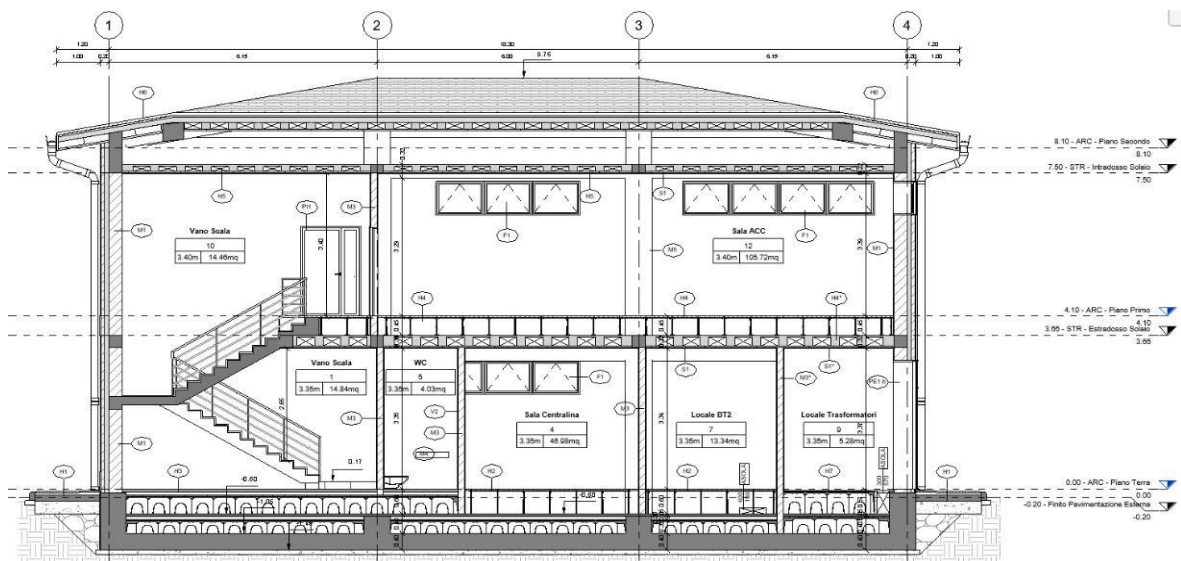


Immagine 2: Pianta piano primo

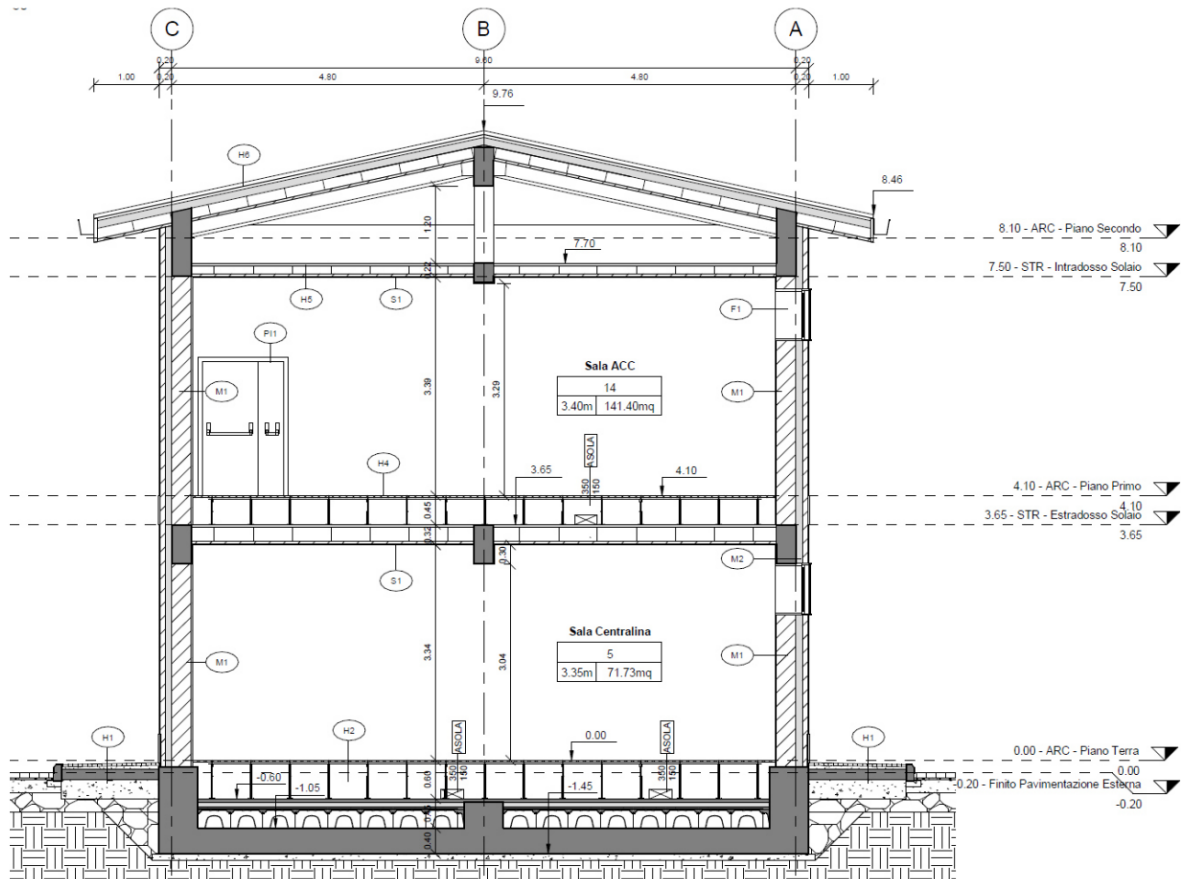
Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	7 di 48



Sezione longitudinale

Immagine 3:



Sezione trasversale

Immagine 4:

Le dimensioni degli elementi strutturali risultano:

Pilastri principali	sez. rett. 30×60 cm
Pilastri secondari	sez. rett. 30×30 cm
Pareti	sez. rett. 30×200 cm
Travi di piano principali	sez. rett. 30×60 cm
Travi di piano secondarie	sez. rett. 30×30 cm
Trave di copertura principali	sez. rett. 30×60 cm
Travi di copertura secondarie	sez. rett. 30×40 cm

I solai sono realizzati con lastre parzialmente prefabbricate di tipo predalle, con blocchi di alleggerimento in polistirolo e getto di completamento realizzato in opera, per uno spessore totale rispettivamente di 30

cm (4+22+4) per il solaio di piano e di 20 cm (4+12+4) per il solaio di sottotetto. Il solaio di copertura è caratterizzato sempre da uno spessore totale di 20 cm ma, non essendo prevista una soletta superiore di ripartizione dei carichi, lo spessore complessivo del pacchetto di solaio si suddivide in 4 cm di lastra predalle e 16 cm di blocchi di alleggerimento.

La fondazione è realizzata con una platea di 40 cm di spessore, caratterizzata da nervature laterali e interne alte rispettivamente 95 cm e 40 cm rispetto all'estradosso della fondazione.

Le tamponature esterne sono realizzate con blocchi forati di spessore pari a 30 cm posti in asse ai pilastri del fabbricato, intonacati internamente e rivestiti esternamente con uno strato coibente in EPS di 10 cm di spessore, protetto da un ulteriore strato di forati da 8 cm a loro volta intonacati sull'esterno.

Nella maggior parte dei locali del piano terra la pavimentazione interna è realizzata con un pavimento flottante con plenum di 60 cm, poggiato su una soletta di ripartizione di 5 cm posta al di sopra di uno strato di XPS ad alta densità di 8 cm; questo a sua volta è posto su un vespaio aerato costituito da igloo di 27 cm e soletta in c.a. di 5 cm armata con rete elettrosaldata.

Come al piano terra, anche al primo piano la maggior parte dei locali è caratterizzata dalla presenza di pavimento flottante.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 TABELLA MATERIALI

Calcestruzzo

Tipo di struttura	Classe di resistenza $f_{ck}/R_{ck}[N/mm^2]$	Classe di consistenza	Classe di esposizione	Dimensione massima aggregato [mm]	Copriferro minimo [mm]
Magrone	C12/15	S3	XC2	25	-
Fondazioni	C25/30	S4	XC2	20	30
Pilastrini	C28/35	S4	XC1	15	30
Travi	C28/35	S4	XC1	15	30
Solai	C28/35	S4	XC1	15	30

Acciaio

Tipo di armatura	Tipo acciaio	F _{yk} [N/mm ²]	F _{yt} [N/mm ²]
Barre	B450c	430	540
Rete elettrosaldata	B450c	430	540

Acciaio per carpenteria metallica

Materiale	f _d [N/mm ²] t ≤ 40 mm	f _d [N/mm ²] t > 40 mm
S275	275	250

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	11 di 48

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Rck	E _c	σ _c	τ _{c,0}	τ _{c,1}	f _{ctm}	f _{cfm}	0.7·f _{ctm}	f _{cd}
[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]	[daN/cm ²]
300.0	312201.9	97.5	6.0	18.3	26.1	32.3	21.9	155.6
350.0	337216.5	110.0	6.7	19.7	28.9	34.7	24.3	181.6

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	12 di 48

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In riferimento al modello geotecnico del sottosuolo che caratterizza l'area di sedime dell'opera si definiscono i principali parametri fisico-meccanici dei terreni interagenti con l'opera.

In relazione alla sezione trasversale dell'opera si evince una stratigrafia con caratteristiche che entrano in gioco nel calcolo strutturale dei muri dal punto di vista dei carichi e dell'interazione terreno-struttura. Procedendo dal basso verso l'alto si hanno, nell'ordine:

- il terreno di fondazione;
- il rilevato ferroviario.

5.1 Rilevato ferroviario

Il terreno che costituisce il rilevato ferroviario ha le seguenti caratteristiche:

Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Coesione efficace $c' = 0$

Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 38^\circ$

5.2 Terreno di fondazione

I principali parametri geotecnici sono riportati di seguito:

		Profondità m da p.c.				
PK		154+046 ÷ 156+000 ZONA 1	156+000 ÷ 157+200 ZONA 2	157+200 ÷ 158+100 ZONA 3	158+100 ÷ 160+925 ZONA 4	
WBS						
Formazione geologica						
Unità Geotecnica		UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	UNITA' 1: Ghiaia sabbiosa	
Geotecnica	Peso di volume γ [kN/m ³]	19	19	19	19	
	Coesione C' [kPa]	0	0	0	0	
	Angolo di attrito di picco φ' [°]	<5	44.9	44.0	40.2	40.4
		5-15	47.8	44.6	38.8	43.2
		>15	46.4	44.8	41.7	44.0
	Densità relativa D_R [%]	<5	92.8	86.5	74.8	76.4
		5-15	95.3	82.7	63.1	79.9
		>15	82.3	75.8	66.2	75.3
	Modulo di taglio G_0 [MPa]	<5	83.2	80.3	65.7	68.6
		5-15	145.2	132.1	104.1	124.8
		>15	199.6	187.8	182.6	188.3
	Modulo di deformazione elastica iniziale E_0 [Mpa]	<5	199.8	192.8	157.7	164.5
		5-15	348.5	316.9	249.7	299.5
		>15	479.1	450.8	438.1	452.0
	Modulo di deformazione operativo per i rilevati E_{RIL} [Mpa]	<5	20.0	19.3	15.8	16.5
		5-15	34.9	31.7	25.0	30.0
		>15	47.9	45.1	43.8	45.2
	Modulo di deformazione operativo per le opere civili E_{OC} [Mpa]	<5	40.0	38.6	31.5	32.9
5-15		69.7	63.4	49.9	59.9	
>15		95.8	90.2	87.6	90.4	
Modulo di deformazione operativo E'_{25} [Mpa]	<5	50.9	48.7	34.9	35.6	
	5-15	66.3	55.5	33.1	48.8	
	>15	67.6	61.8	48.6	57.3	
Classe sottosuolo		B	B	B	B	

L'opera in esame è situata nella Zona 4.

6 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " I_r " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \text{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \text{sen}(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	15 di 48

- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	16 di 48

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

 - se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

 - se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

 - se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	18 di 48

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{P}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

7 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni: quella di Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968), entrambe correlate all'indice RQD . In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} carico limite dell'ammasso roccioso
- q''_{ult} carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz

In questo caso l'equazione trinomia del carico limite assume la seguente forma:

$$q_{ult}'' = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato già visto in precedenza; i coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato;}$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato.}$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943)

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

se $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
K_{py}	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968)

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

8 VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \text{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

9 DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

10 CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità "z_i" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$).

11 SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

11.1 Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	24 di 48

- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

11.2 Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

Relazione di calcolo fondazioni	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	25 di 48

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

11.3 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione

parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)

- TLLim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLLim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un'ulteriore riga nella quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

11.4 Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{lib.}$)

12 PARAMETRI DI CALCOLO

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza Fc (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza Fc (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fq (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza Fg (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan ϕ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan ϕ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	28 di 48

- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30

- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva fSp: 30,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq
- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: sovrapposizione dei bulbi
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1

Numero strati: 1

Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -1000,0 cm	1000,0 cm	001 / Ghiaia e sabbia compatta	Assente

ARCHIVIO TERRENI

 Indice / Descrizione terreno: **001 / Ghiaia e sabbia compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cmc	daN/cmc	Gradi°	daN/cm ^q	daN/cm ^q	daN/cm ^q	%	%	
1,900 E-3	2,100 E-3	40,000	0,000	162,459	200,000	76,0	0,263	1,00

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	29 di 48

13 DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Dia. Eq.	Spessore	Superficie	Vertici	Macro
n.			cm	cm	cm	cm ²	n. per elem.	n.
Platea n. 289	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 290	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 291	Platea	001	20.000	51.245	40.000	2062.500	3	5
Platea n. 292	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.001	3	5
Platea n. 293	Platea	001	20.000	65.553	40.000	3375.000	3	5
Platea n. 294	Platea	001	20.000	110.504	40.000	9590.625	4	5
Platea n. 295	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 296	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 297	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 298	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 299	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 300	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 301	Platea	001	20.000	137.375	40.000	14821.880	4	5
Platea n. 302	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 303	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 304	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 305	Platea	001	20.000	101.950	40.000	8163.281	4	5
Platea n. 306	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 307	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 308	Platea	001	20.000	88.759	40.000	6187.500	3	5
Platea n. 309	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 310	Platea	001	20.000	42.060	40.000	1389.375	3	5
Platea n. 311	Platea	001	20.000	119.099	40.000	11140.530	4	5
Platea n. 312	Platea	001	20.000	66.079	40.000	3429.375	4	5
Platea n. 313	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 314	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 315	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 316	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 317	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 318	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5
Platea n. 319	Platea	001	20.000	41.095	40.000	1326.411	3	5
Platea n. 320	Platea	001	20.000	161.443	40.000	20470.600	4	5
Platea n. 321	Platea	001	20.000	188.142	40.000	27801.030	4	5
Platea n. 322	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5
Platea n. 323	Platea	001	20.000	130.146	40.000	13303.130	4	5
Platea n. 324	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5

Relazione di calcolo fondazioni				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	30 di 48
Platea n. 325	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 326	Platea	001	20.000	125.524	40.000	12375.000	4	5	
Platea n. 327	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 328	Platea	001	20.000	111.030	40.000	9682.031	4	5	
Platea n. 329	Platea	001	20.000	130.146	40.000	13303.130	4	5	
Platea n. 330	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 331	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 332	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 333	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	
Platea n. 334	Platea	001	20.000	140.117	40.000	15419.530	4	5	
Platea n. 335	Platea	001	20.000	50.777	40.000	2025.000	4	5	
Platea n. 336	Platea	001	20.000	83.062	40.000	5418.750	4	5	
Platea n. 337	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	
Platea n. 338	Platea	001	20.000	64.655	40.000	3283.224	4	5	
Platea n. 339	Platea	001	20.000	94.617	40.000	7031.250	4	5	
Platea n. 340	Platea	001	20.000	23.513	40.000	434.210	3	5	
Platea n. 341	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 342	Platea	001	20.000	92.706	40.000	6750.000	4	5	
Platea n. 343	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 344	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 345	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 346	Platea	001	20.000	92.706	40.000	6750.000	4	5	
Platea n. 347	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 348	Platea	001	20.000	65.553	40.000	3375.000	3	5	
Platea n. 349	Platea	001	20.000	81.613	40.000	5231.250	4	5	
Platea n. 350	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 351	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	
Platea n. 352	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 353	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 354	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 355	Platea	001	20.000	103.734	40.000	8451.397	4	5	
Platea n. 356	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 357	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 358	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 359	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 360	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 361	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 362	Platea	001	20.000	37.251	40.000	1089.844	3	5	
Platea n. 363	Platea	001	20.000	85.471	40.000	5737.500	4	5	
Platea n. 364	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 365	Platea	001	20.000	79.988	40.000	5025.000	4	5	

Relazione di calcolo fondazioni				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	31 di 48
Platea n. 366	Platea	001	20.000	19.472	40.000	297.794	3	5	
Platea n. 367	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 368	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 369	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 370	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 371	Platea	001	20.000	65.553	40.000	3375.000	3	5	
Platea n. 372	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 373	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 374	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 375	Platea	001	20.000	156.047	40.000	19125.000	4	5	
Platea n. 376	Platea	001	20.000	42.117	40.000	1393.155	3	5	
Platea n. 377	Platea	001	20.000	169.395	40.000	22536.670	4	5	
Platea n. 378	Platea	001	20.000	152.180	40.000	18188.720	4	5	
Platea n. 379	Platea	001	20.000	29.801	40.000	697.500	3	5	
Platea n. 380	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 381	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 382	Platea	001	20.000	151.762	40.000	18089.060	4	5	
Platea n. 383	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 384	Platea	001	20.000	161.793	40.000	20559.380	4	5	
Platea n. 385	Platea	001	20.000	77.920	40.000	4768.574	3	5	
Platea n. 386	Platea	001	20.000	67.967	40.000	3628.125	3	5	
Platea n. 387	Platea	001	20.000	65.553	40.000	3375.000	3	5	
Platea n. 388	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 389	Platea	001	20.000	60.437	40.000	2868.750	3	5	
Platea n. 390	Platea	001	20.000	73.419	40.000	4233.554	3	5	
Platea n. 391	Platea	001	20.000	65.553	40.000	3375.000	3	5	
Platea n. 392	Platea	001	20.000	60.791	40.000	2902.500	3	5	
Platea n. 393	Platea	001	20.000	60.437	40.000	2868.750	3	5	
Platea n. 394	Platea	001	20.000	88.759	40.000	6187.500	3	5	
Platea n. 395	Platea	001	20.000	60.249	40.000	2850.915	3	5	
Platea n. 396	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 397	Platea	001	20.000	35.727	40.000	1002.483	3	5	
Platea n. 398	Platea	001	20.000	27.253	40.000	583.346	3	5	
Platea n. 399	Platea	001	20.000	60.437	40.000	2868.750	3	5	
Platea n. 400	Platea	001	20.000	41.889	40.000	1378.125	3	5	
Platea n. 401	Platea	001	20.000	92.027	40.000	6651.563	3	5	
Platea n. 402	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1375.002	3	5	
Platea n. 403	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 404	Platea	001	20.000	16.205	40.000	206.251	3	5	
Platea n. 405	Platea	001	20.000	97.139	40.000	7410.938	3	5	
Platea n. 406	Platea	001	20.000	51.245	40.000	2062.500	3	5	

Relazione di calcolo fondazioni				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	32 di 48
Platea n. 407	Platea	001	20.000	40.880	40.000	1312.527	3	5	
Platea n. 408	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 409	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1374.999	3	5	
Platea n. 410	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 411	Platea	001	20.000	34.013	40.000	908.603	3	5	
Platea n. 412	Platea	001	20.000	85.471	40.000	5737.500	4	5	
Platea n. 413	Platea	001	20.000	47.119	40.000	1743.750	3	5	
Platea n. 414	Platea	001	20.000	97.139	40.000	7410.938	3	5	
Platea n. 415	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.001	3	5	
Platea n. 416	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1375.002	3	5	
Platea n. 417	Platea	001	20.000	68.752	40.000	3712.500	4	5	
Platea n. 418	Platea	001	20.000	52.474	40.000	2162.593	4	5	
Platea n. 419	Platea	001	20.000	29.316	40.000	675.000	3	5	
Platea n. 420	Platea	001	20.000	60.437	40.000	2868.750	3	5	
Platea n. 421	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1374.999	3	5	
Platea n. 422	Platea	001	20.000	24.157	40.000	458.327	3	5	
Platea n. 423	Platea	001	20.000	48.946	40.000	1881.579	3	5	
Platea n. 424	Platea	001	20.000	29.801	40.000	697.500	3	5	
Platea n. 425	Platea	001	20.000	52.986	40.000	2205.000	3	5	
Platea n. 426	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1375.002	3	5	
Platea n. 427	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.001	3	5	
Platea n. 428	Platea	001	20.000	49.668	40.000	1937.499	3	5	
Platea n. 429	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1374.999	3	5	
Platea n. 430	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 431	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1374.997	3	5	
Platea n. 432	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 433	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.001	3	5	
Platea n. 434	Platea	001	20.000	49.668	40.000	1937.501	3	5	
Platea n. 435	Platea	001	20.000	49.878	40.000	1953.947	3	5	
Platea n. 436	Platea	001	20.000	37.471	40.000	1102.731	3	5	
Platea n. 437	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1375.002	3	5	
Platea n. 438	Platea	001	20.000	32.410	40.000	825.000	3	5	
Platea n. 439	Platea	001	20.000	51.245	40.000	2062.472	3	5	
Platea n. 440	Platea	001	20.000	23.513	40.000	434.211	3	5	
Platea n. 441	Platea	001	20.000	24.157	40.000	458.328	3	5	
Platea n. 442	Platea	001	20.000	30.902	40.000	749.998	3	5	
Platea n. 443	Platea	001	20.000	29.801	40.000	697.500	3	5	
Platea n. 444	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 445	Platea	001	20.000	35.727	40.000	1002.484	3	5	
Platea n. 446	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 511	Platea	001	20.000	52.986	40.000	2205.000	3	5	

Relazione di calcolo fondazioni				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	33 di 48
Platea n. 512	Platea	001	20.000	121.406	40.000	11576.250	4	5	
Platea n. 513	Platea	001	20.000	19.794	40.000	307.721	3	5	
Platea n. 514	Platea	001	20.000	29.801	40.000	697.500	3	5	
Platea n. 515	Platea	001	20.000	38.951	40.000	1191.563	3	5	
Platea n. 516	Platea	001	20.000	56.083	40.000	2470.313	3	5	
Platea n. 517	Platea	001	20.000	62.131	40.000	3031.875	3	5	
Platea n. 518	Platea	001	20.000	52.986	40.000	2205.000	3	5	
Platea n. 519	Platea	001	20.000	56.083	40.000	2470.313	3	5	
Platea n. 520	Platea	001	20.000	52.986	40.000	2205.000	3	5	
Platea n. 521	Platea	001	20.000	33.051	40.000	857.965	4	5	
Platea n. 522	Platea	001	20.000	79.313	40.000	4940.625	3	5	
Platea n. 523	Platea	001	20.000	69.873	40.000	3834.503	3	5	
Platea n. 524	Platea	001	20.000	99.716	40.000	7809.375	3	5	
Platea n. 525	Platea	001	20.000	24.798	40.000	482.964	4	5	
Platea n. 526	Platea	001	20.000	43.756	40.000	1503.727	4	5	
Platea n. 527	Platea	001	20.000	25.263	40.000	501.241	3	5	
Platea n. 528	Platea	001	20.000	21.851	40.000	375.000	3	5	
Platea n. 529	Platea	001	20.000	65.297	40.000	3348.720	4	5	
Platea n. 530	Platea	001	20.000	100.421	40.000	7920.232	4	5	
Platea n. 531	Platea	001	20.000	94.961	40.000	7082.343	4	5	
Platea n. 532	Platea	001	20.000	46.230	40.000	1678.535	3	5	
Platea n. 533	Platea	001	20.000	37.847	40.000	1125.000	3	5	
Platea n. 534	Platea	001	20.000	88.759	40.000	6187.500	3	5	
Platea n. 535	Platea	001	20.000	41.095	40.000	1326.411	3	5	
Platea n. 536	Platea	001	20.000	80.897	40.000	5139.844	3	5	
Platea n. 537	Platea	001	20.000	102.815	40.000	8302.441	3	5	
Platea n. 538	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1374.997	3	5	
Platea n. 539	Platea	001	20.000	69.873	40.000	3834.505	3	5	
Platea n. 540	Platea	001	20.000	30.902	40.000	749.998	3	5	
Platea n. 541	Platea	001	20.000	41.841	40.000	1375.002	3	5	
Platea n. 542	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.001	3	5	
Platea n. 543	Platea	001	20.000	95.293	40.000	7132.031	4	5	
Platea n. 544	Platea	001	20.000	80.897	40.000	5139.844	3	5	
Platea n. 545	Platea	001	20.000	65.279	40.000	3346.875	4	5	
Platea n. 546	Platea	001	20.000	30.902	40.000	750.000	3	5	
Platea n. 547	Platea	001	20.000	42.735	40.000	1434.375	3	5	
Platea n. 548	Platea	001	20.000	43.906	40.000	1514.063	3	5	
Platea n. 549	Platea	001	20.000	35.220	40.000	974.220	3	5	
Platea n. 550	Platea	001	20.000	80.897	40.000	5139.844	3	5	
Platea n. 551	Platea	001	20.000	75.100	40.000	4429.688	4	5	
Platea n. 552	Platea	001	20.000	43.256	40.000	1469.531	3	5	

Relazione di calcolo fondazioni				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	34 di 48
Platea n. 553	Platea	001	20.000	23.176	40.000	421.875	3	5	
Platea n. 554	Platea	001	20.000	126.413	40.000	12550.780	4	5	
Platea n. 555	Platea	001	20.000	108.533	40.000	9251.563	4	5	
Platea n. 556	Platea	001	20.000	52.850	40.000	2193.750	3	5	
Platea n. 557	Platea	001	20.000	94.617	40.000	7031.250	4	5	
Platea n. 558	Platea	001	20.000	31.947	40.000	801.563	3	5	
Platea n. 559	Platea	001	20.000	64.728	40.000	3290.625	4	5	
Platea n. 560	Platea	001	20.000	32.179	40.000	813.270	3	5	
Platea n. 561	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	
Platea n. 562	Platea	001	20.000	130.146	40.000	13303.130	4	5	
Platea n. 563	Platea	001	20.000	122.529	40.000	11791.410	4	5	
Platea n. 564	Platea	001	20.000	125.524	40.000	12375.000	4	5	
Platea n. 565	Platea	001	20.000	125.524	40.000	12375.000	4	5	
Platea n. 566	Platea	001	20.000	49.346	40.000	1912.500	3	5	
Platea n. 567	Platea	001	20.000	125.524	40.000	12375.000	4	5	
Platea n. 568	Platea	001	20.000	92.411	40.000	6707.133	4	5	
Platea n. 569	Platea	001	20.000	130.146	40.000	13303.130	4	5	
Platea n. 570	Platea	001	20.000	134.291	40.000	14163.920	4	5	
Platea n. 571	Platea	001	20.000	37.847	40.000	1125.000	3	5	
Platea n. 572	Platea	001	20.000	46.054	40.000	1665.772	3	5	
Platea n. 573	Platea	001	20.000	37.251	40.000	1089.844	3	5	
Platea n. 574	Platea	001	20.000	61.519	40.000	2972.440	4	5	
Platea n. 575	Platea	001	20.000	50.777	40.000	2025.000	4	5	
Platea n. 576	Platea	001	20.000	52.092	40.000	2131.250	3	5	
Platea n. 577	Platea	001	20.000	84.945	40.000	5667.188	3	5	
Platea n. 578	Platea	001	20.000	29.316	40.000	675.000	3	5	
Platea n. 579	Platea	001	20.000	48.615	40.000	1856.250	3	5	
Platea n. 580	Platea	001	20.000	42.735	40.000	1434.375	3	5	
Platea n. 581	Platea	001	20.000	30.166	40.000	714.705	3	5	
Platea n. 582	Platea	001	20.000	12.569	40.000	124.081	3	5	
Platea n. 583	Platea	001	20.000	43.256	40.000	1469.531	3	5	
Platea n. 584	Platea	001	20.000	50.777	40.000	2025.000	4	5	
Platea n. 585	Platea	001	20.000	31.947	40.000	801.563	3	5	
Platea n. 586	Platea	001	20.000	32.410	40.000	825.000	3	5	
Platea n. 587	Platea	001	20.000	125.524	40.000	12375.000	4	5	
Platea n. 588	Platea	001	20.000	81.613	40.000	5231.250	4	5	
Platea n. 589	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	
Platea n. 590	Platea	001	20.000	85.471	40.000	5737.500	4	5	
Platea n. 591	Platea	001	20.000	92.706	40.000	6750.000	4	5	
Platea n. 592	Platea	001	20.000	94.059	40.000	6948.529	4	5	
Platea n. 593	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5	

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	35 di 48

Platea n. 594	Platea	001	20.000	92.706	40.000	6750.000	4	5
Platea n. 595	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5
Platea n. 596	Platea	001	20.000	63.725	40.000	3189.375	4	5
Platea n. 597	Platea	001	20.000	75.100	40.000	4429.688	4	5
Platea n. 598	Platea	001	20.000	40.845	40.000	1310.295	4	5
Platea n. 599	Platea	001	20.000	96.119	40.000	7256.250	4	5
Platea n. 600	Platea	001	20.000	56.718	40.000	2526.563	3	5
Platea n. 601	Platea	001	20.000	80.897	40.000	5139.844	3	5
Platea n. 602	Platea	001	20.000	80.897	40.000	5139.844	3	5
Platea n. 603	Platea	001	20.000	55.901	40.000	2454.276	3	5
Platea n. 604	Platea	001	20.000	30.119	40.000	712.500	3	5
Platea n. 605	Platea	001	20.000	27.495	40.000	593.750	3	5
Platea n. 606	Platea	001	20.000	20.440	40.000	328.126	3	5
Platea n. 607	Platea	001	20.000	23.411	40.000	430.469	3	5
Platea n. 608	Platea	001	20.000	49.738	40.000	1942.968	3	5
Platea n. 609	Platea	001	20.000	53.774	40.000	2271.094	3	5
Platea n. 610	Platea	001	20.000	84.216	40.000	5570.312	3	5
Platea n. 611	Platea	001	20.000	43.872	40.000	1511.719	3	5
Platea n. 612	Platea	001	20.000	60.592	40.000	2883.492	3	5
Platea n. 613	Platea	001	20.000	30.696	40.000	740.060	3	5
Platea n. 614	Platea	001	20.000	53.774	40.000	2271.094	3	5
Platea n. 616	Platea	001	20.000	26.312	40.000	543.751	3	5
Platea n. 617	Platea	001	20.000	14.419	40.000	163.282	3	5

Elemento	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon.	Base Eq.	Spessore	Lung. Eq.	Lung. Travata Eq.
n.			cm	cm	cm	cm	cm
Macro n. 5	Macro-Platea	001	20.000	816.000	40.000	1512.000	1512.000

14 VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI SUPERFICIALI

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\Gamma_{RD} = 1.10$

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_R di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Macro platea: 5

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.7004 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.7526 + 11.7769 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.4691 / 12.5294 = 0,117 Ok (Cmb. n. 008)

TB / TBlim = 0.1 / 682457.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

TL / TLlim = 0.1 / 682126.1 = 0,000 Ok (Cmb. n. 001)

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
001	SLU STR	No	-1.895	0.222	-0.1	-0.1	-1410378.0	-0.6402	-0.8448
008	SLU STR	No	4.338	1.616	-0.1	-0.2	-2546892.0	-1.2300	-1.4691

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -1.7004 daN/cm²

Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 0.0000 + 0.6566 + 7.9362 + 0.0000

Qmax / Qlim = 1.3043 / 8.5929 = 0,152 Ok (Cmb. n. 047)

TB / TBlim = 127070.8 / 759541.3 = 0,167 Ok (Cmb. n. 035)

TL / TLlim = 87865.3 / 759119.2 = 0,116 Ok (Cmb. n. 060)

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	37 di 48

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
035	SLV A1	Si	-63.941	9.653	-115518.9	21099.6	-1570192.0	-0.6037	-1.1431
047	SLV A1	Si	-63.061	9.676	-113301.0	21258.1	-1570749.0	-0.6508	-1.1857
060	SLV A1	Si	-17.849	-39.975	-32727.6	-79877.5	-1569846.0	-0.6344	-1.1872

 Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

 $S_{gm. Lt} \text{ (tens. litostatica)} = -1.7004 \text{ daN/cm}^2$
 $Q_{lim} = Q_{lim c} + Q_{lim q} + Q_{lim g} + Q_{res P} = 0.0000 + 0.6462 + 7.5585 + 0.0000$
 $Q_{max} / Q_{lim} = 1.3405 / 8.2047 = 0,163 \text{ Ok (Cmb. n. 079)}$
 $TB / TB_{lim} = 141332.2 / 759539.4 = 0,186 \text{ Ok (Cmb. n. 067)}$
 $TL / TL_{lim} = 98037.3 / 759084.4 = 0,129 \text{ Ok (Cmb. n. 092)}$

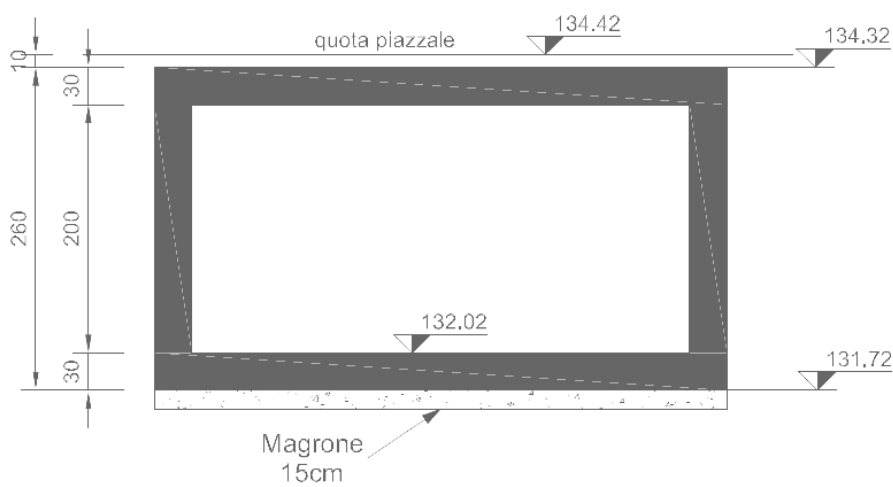
Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	Ecc. B	Ecc. L	S. Taglio B	S. Taglio L	S. Normale	T.T. min	T.T. max
n.			cm	cm	daN	daN	daN	daN/cm ²	daN/cm ²
067	SLD	Si	-71.055	10.759	-128483.8	23593.7	-1570188.0	-0.5716	-1.1712
079	SLD	Si	-70.078	10.801	-125998.7	23791.4	-1570794.0	-0.6237	-1.2187
092	SLD	Si	-19.747	-44.582	-36457.1	-89124.8	-1569774.0	-0.6041	-1.2212

1 VASCA DI ACCUMULO - RELAZIONE DI CALCOLO

Il presente documento ha per oggetto il calcolo della vasca di accumulo di dimensioni interne 4x4x2 ubicata nel piazzale FSA, nell'ambito dei lavori relativi all'Ingresso Urbano dell'Interconnessione di Brescia Ovest; intervento inserito nell'ambito del Progetto esecutivo della Linea ferroviaria A.V./A.C. Torino-Venezia, tratta Milano-Verona.

Si tratta di una struttura in cemento armato con le dimensioni nette citate precedentemente, e con lo spessore di 30cm, sia per le solette sia per le pareti. Il ricoprimento di circa 20cm è costituito dalla pavimentazione del piazzale.



Sezione vasca di accumulo

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica della struttura sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- Rif. [1] L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica";
- Rif. [2] D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [3] Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Rif. [4] D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Rif. [5] Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- Rif. [6] D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Rif. [7] Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri

generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";

- Rif. [8] L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Rif. [9] D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Rif. [10] Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 16/01/1996";
- Rif. [11] D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Rif. [12] Circ. Min. 24/09/1988 n. 30483: "Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/03/1988";
- Rif. [13] Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";
- Rif. [14] Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- Rif. [15] Ente Ferrovie dello Stato - Divisione tecnologie e sviluppo del sistema servizio Alta Velocità: "Manuale di progettazione esecutiva".

	LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST					
	Relazione di calcolo fondazioni	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.
	IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	40 di 48

1.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche dei materiali impiegati:

Calcestruzzi

Fondazioni e elevazioni: C25/30

Acciaio per c.a.

Acciaio in barre per getti

Feb 44 k controllato

Reti elettrosaldate

$F_{yk} \geq 390 \text{ N/mm}^2$; $F_{yk} \geq 440 \text{ N/mm}^2$

1.3 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

1.3.1 Carichi agenti

Sono stati presi in considerazione i seguenti carichi agenti:

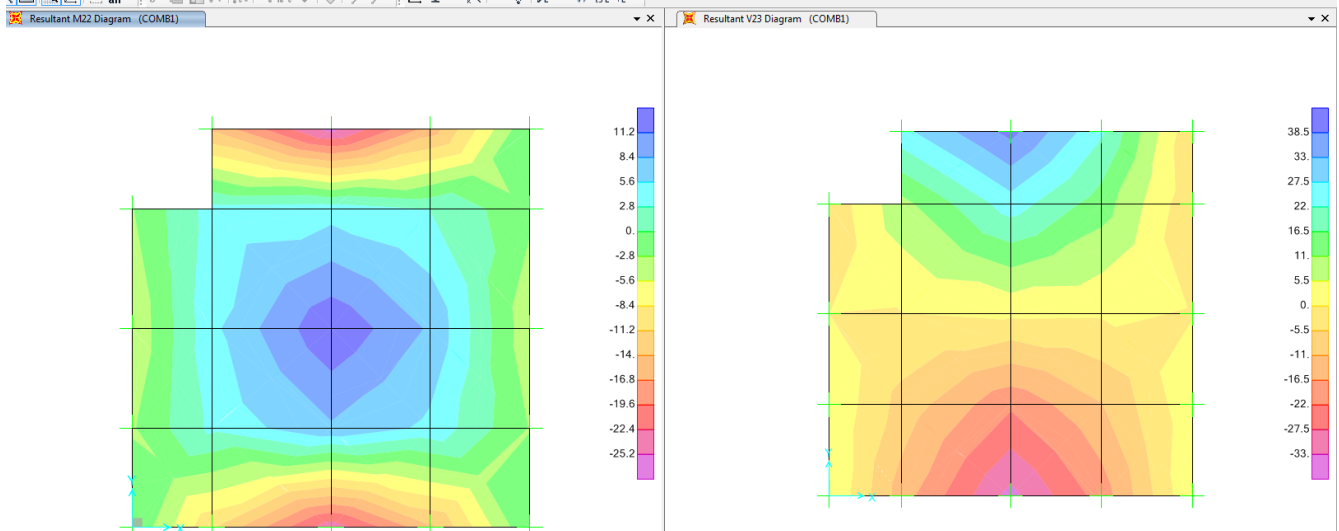
- Peso proprio degli elementi strutturali – 25kN/mc;
- Peso ricoprimento - 20kN/mc;
- Spinta del terreno calcolata tenendo in considerazione la spinta a riposo $k_0=0.50$;
- Carichi accidentali agenti sulla soletta $q=20\text{kN/m}^2$;
- Sovrappinta dei carichi accidentali utilizzando il coefficiente di spinta attiva $k_a=0.333$

1.3.2 Verifica soletta di copertura

La soletta di copertura è stata verificata adottando un modello semplificato di piastra incastrata sul perimetro del filo interno delle pareti.

Oltre al peso proprio, come specificato precedentemente è stato inserito il peso del ricoprimento $0.2 \cdot 20 = 4 \text{ kN/m}^2$ ed un carico accidentale da 20 kN/m^2 .

Adottando il metodo delle tensioni ammissibili, si ottengono i seguenti diagrammi di momento flettente e taglio:



Il momento flettente presenta un valore massimo positivo in campata di 11.2kNm/m, e un valore minimo negativo sul appoggio perimetrale di 25.20kNm/m. Si fa presente che il foro 80x80 di accesso nella vasca ricade in una zona poco sollecitata, e incide solo in minima parte sulla distribuzione delle sollecitazioni. Verranno comunque disposte idonee armature sul bordo del foro.

Il taglio presenta un valore massimo di 35kN/m.

1.3.2.1.1 Verifica a momento flettente

La soletta è armata con 1+1 ϕ 12/20 in ambedue le direzioni. Facendo il calcolo per una sezione 100x30cm la verifica è soddisfatta:

Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica soletta

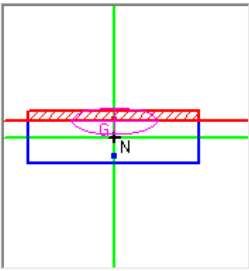
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	4
			2	5.65	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

1.3.2.1.2 Verifica a fessurazione

Considerando che si tratta di un ambiente molto aggressivo, e che le armature sono poco sensibili, il limite di normativa nella combinazione rara da rispettare è $w < w_2 = 0.2 \text{ mm}$. Trascurando a favore di sicurezza la compressione che nasce dalla spinta del terreno sulle pareti della vasca, la verifica è soddisfatta come riportato nel riquadro sottostante.

VERIFICHE A FESSURAZIONE		
Elemento strutturale: VASCA 4X4		combo: RARA
Stato limite di apertura delle fessure		
Sollecitazioni di verifica		
N_{Ed} = sforzo normale		0.0 [kN]
M_{Ed} = momento flettente		25.2 [kNm]
Calcolo della distanza media tra le fessure		
c = copriferro		46 [mm]
$s_{rm} = 2(c + s/10) + k_2 k_3 \phi / \rho_r =$		254 [mm]
s = interasse barre tese ($\leq 14 \phi$)		168 [mm]
ϕ = diametro della barra		12 [mm]
k_2 = coefficiente di aderenza del cls alla barra		0.4
k_3 = coefficiente di forma del diagramma delle tensioni		0.125
$\rho_r = A_s / A_{c \text{ eff}}$		0.0047
A_s = area della sezione di acciaio nell'area $A_{c \text{ eff}}$		565 [mm ²]
$A_{c \text{ eff}} = b_{\text{eff}} d_{\text{eff}}$		121147 [mm ²]
$b_{\text{eff}} =$		1000 [mm]
$d_{\text{eff}} =$		121 [mm]
Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura		
$\epsilon_{sm} = \sigma_s / E_s [1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_s / \sigma_s)^2] \quad (>= 0.4 \sigma_s / E_s)$		0.00037
$0.4 \sigma_s / E_s =$		0.0004
E_s = modulo di elasticità normale		206000 [MPa]
σ_s = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata		189.8 [MPa]
σ_{sr} = tensione nell'acciaio nella sezione fessurata per ($\sigma_c = f_{ctm}$)		374.6 [MPa]
f_{ctm} = resistenza media a trazione per flessione		3.13 [MPa]
β_1 = coefficiente aderenza acciaio cls		1.0
β_2 = coefficiente di sollecitazione		1.0
Verifica dell'apertura delle fessure		
$w_m = \epsilon_{sm} s_{rm} =$ valore medio di apertura delle fessure		0.09 [mm]
$w_k = 1.7 w_m =$ valore caratteristico di apertura delle fessure		0.16 [mm]
w = valore limite di apertura delle fessure		0.20 [mm]
		verificato

1.3.2.1.3 Verifica a taglio

Le tensioni tangenziali sono inferiori a τ_{co} , e non serve armatura a taglio:

Cl _s R _{ck}	30	[MPa]
τ_{co}	0.60	[MPa]
τ_{c1}	1.83	[MPa]
$\sigma_{s,adm}$	255	[MPa]
Altezza sezione	30	[cm]
Base sezione	100	[cm]
Momento torcente	0	[KNm]
Taglio	35	[KN]
copriferro netto staffe	0.04	[cm]

Verifica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{\max \text{ taglio}} = 0.13 < \tau_{co}$$

1.3.3 Verifica pareti

Avendo l'altezza delle pareti pari alla metà della loro lunghezza, è stato trascurato l'effetto piastra ed è stato effettuato il calcolo su una striscia verticale unitaria, lunga 2.30m, dal piano medio della soletta superiore, al piano medio della soletta inferiore, incastrata alle estremità.

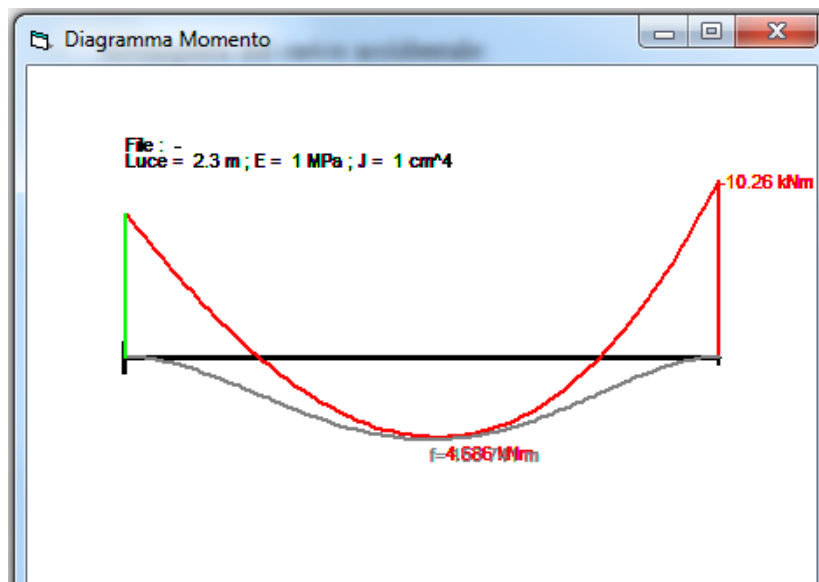
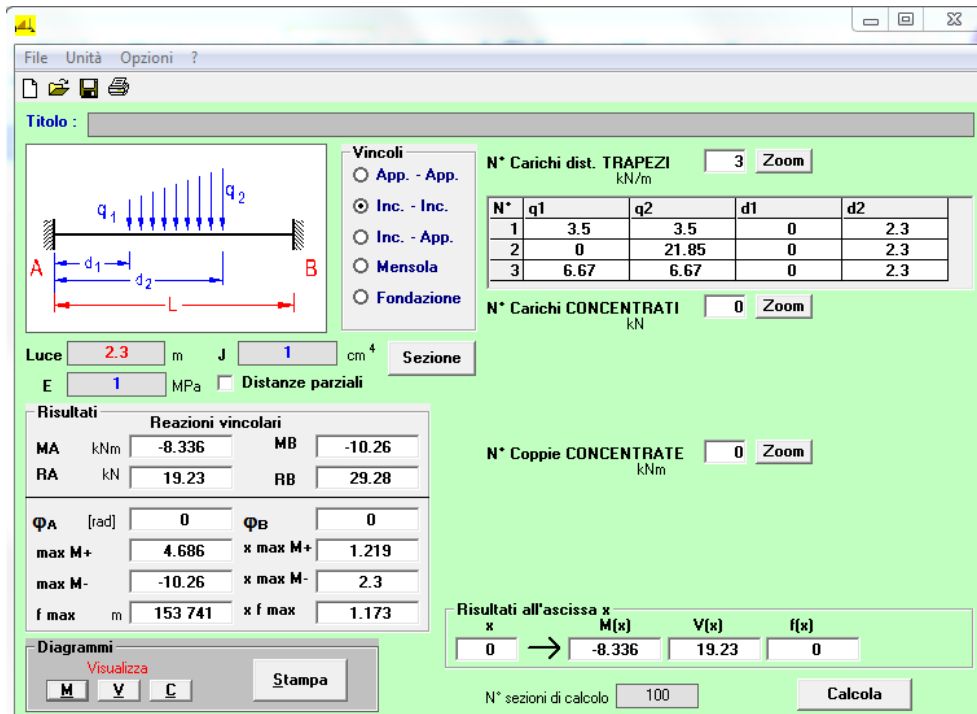
Le sollecitazioni agenti sulle pareti sono le seguenti:

- Spinta del terreno e del ricoprimento così costituita:
- $p_c = (0.15+0.2) \cdot 20 \cdot 0.5 = 3.5 \text{ kN/mq}$ spinta del ricoprimento calcolato fino all'asse medio della soletta superiore.
- $p_{\max} = \gamma \cdot h \cdot k_0 = 19 \cdot 2.3 \cdot 0.5 = 21.85 \text{ kN/mq}$ spinta del terreno alla base della parete
- Sovrappinta del carico accidentale:
- $p_{\text{acc}} = q \cdot k_a = 20 \cdot 0.333 = 6.67 \text{ kN/mq}$

Si trascura la spinta idrostatica all'interno della vasca, che essendo di segno opposto alla spinta delle terre su ogni faccia, è a favore di sicurezza.

Si trascura anche la sovrappinta sismica del terreno che vale $p_{\text{sism}} = 1.36 \text{ kN/mq}$ che è molto meno gravosa della sovrappinta dei carichi accidentali.

Le sollecitazioni di momento flettente e taglio sono le seguenti:



Essendo anche le pareti armate con $1+1\phi 12/20$, e avendo sollecitazioni minori rispetto alla soletta superiore se ne trascurano le verifiche che sarebbero pertanto superflue.

Si trascurano le verifiche della soletta inferiore che come noto per questo tipo di struttura è meno sollecitata della soletta superiore, ma che è stata armata sempre con $1+1\phi 12/20$ in entrambe le direzioni.

1.4 VERIFICA GEOTECNICA

Viene di seguito riportata la verifica a carico limite sotto la vasca, trascurando la verifica a scorrimento essendo le spinte sul terreno autoequilibrate.

I carichi agenti all'intradosso vasca sono le seguenti:

<i>elemento</i>	<i>carichi verticali</i>
	kN
solette vasca=2*4.6*4.6*0.3*25=	317.40
pareti vasca=4*4.3*2*0.3*25=	258.00
totale peso vasca=	575.40
peso ricoprimento vasca=0.2*20*4.6*4.6=	84.64
Totale permanenti =	660.04
Carico accidentale=20*4.6*4.6=	423.20
carico liquido nella vasca=10*4*4*2=	320.00
TOTALE=	1 403.24

Eseguendo la verifica con il metodo delle TA la verifica è ampiamente soddisfatta:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c * N_c * s_c * d_c * i_c * b_c * g_c + q * N_q * s_q * d_q * i_q * b_q * g_q + 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * d_{\gamma} * i_{\gamma} * b_{\gamma} * g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 * e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 * e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

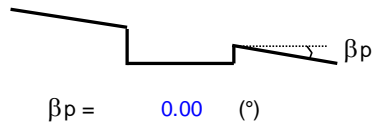
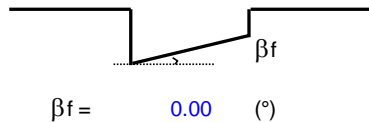
Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'	c'
Stato limite ultimo	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	<input type="radio"/>	1.10	1.10	1.10	1.10

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	47 di 48

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 4.60 (m)
L = 4.60 (m)
D = 2.80 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	660.04	743.20	1403.24
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 30.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 10.00$ (m)

$e_B = 0.00$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 4.60$ (m)
 $L^* = 4.60$ (m)

Carico limite unitario

$q_{lim} = 2402.85$ (kN/m²)

Pressione massima agente

$q = N / B^* L^*$

$q = 66.32$ (kN/m²)

Coefficiente di sicurezza

$F_s = q_{lim} / q = 36.23$



LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA
LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC VERONA-PADOVA
NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO EST

Relazione di calcolo fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IN1A	20	D26CL	FA 01 00 002	A	48 di 48