



COMUNE DI CAPACCIO PAESTUM

Provincia di Salerno
AREA LL.PP.



VIABILITA' ALTERNATIVA AL PASSAGGIO A LIVELLO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI PAESTUM

Sindaco
Avv. Alfieri Francesco

PROGETTO DEFINITIVO

Progetto approvato con:
☐ Delibera di Consiglio Comunale
☐ Delibera di Giunta Comunale
☐ Determinazione Dirigenziale

n. _____ del ____/____/2022

Rup

Ing. Federica Turi

Progettista

Ing. Giovanni Vito Bello

Elaborato

TAV. STR_2.0

Oggetto dell'elaborato

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Scale

-

Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 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 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

Verifiche SLD

In aggiunta all'analisi della sicurezza delle fondazioni rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera (7.11.5.3 NTC2018). I valori massimi degli spostamenti verticali e orizzontali indotti dal sisma, calcolati nelle varie combinazioni sismiche, sono riportati in allegato alla presente relazione. Dai tabulati di seguito riportati è possibile verificare quanto trascurabili ed influenti siano tali spostamenti, al punto tale da non alterare in nessun modo la resistenza delle fondazioni ed essere perfettamente compatibili con la funzionalità dell'opera. Di seguito viene riportato il calcolo dei cedimenti verticali massimi attendibili, sotto l'azione dei carichi previsti dalle norme vigenti in materia, e le relative distorsioni massime, al fine di dimostrare che essi risultano compatibili con la statica e la funzionalità dell'opera.

Criteri di verifica

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico $A1+M1+R3$, secondo le modalità espresse al p.to 6.4 NTC 2018.

Terreno di fondazione

Le fondazioni del manufatto in oggetto sono del tipo dirette costituite da una platea di spessore 1.40m di dimensioni planimetriche massime pari a 24.06m x 17.05m, posta ad una profondità di -9.15m dall'attuale piano campagna.

I valori delle tensioni sul piano di posa e le sollecitazioni negli elementi di fondazione, sono riportati nell'allegato 'Calcoli Strutturali'. Dalla Relazione Geologica redatta dal geologo dr. Antonio Atrigna risulta che nell'area in oggetto, si ha un terreno di tipo B con la seguente stratigrafia, si prendono in considerazione i risultati dei sondaggi S3-S4-S5 eseguiti in prossimità del sottopasso da realizzarsi:

Strato n°		1	2	3
Spessore	cm	380	450	1100
Peso spec.	kg/mc	1750	1790	1860
Angolo attrito	°	20	27	31
coesione	kg/cm ²	0.22	0.75	0.73
cu	kg/cm ²	0.50	1.34	1.27
Modulo edometrico	kg/cm ²	32	56	85
Coeff. Poisson		0.33	0.33	0.48
Descrizione		Limo sabbioso deb. argilloso	Sabbia limosa	Sabbia limosa

Determinazione delle azioni in fondazione par. 7.2.5 - NTC.2018

Per la determinazione delle azioni in fondazioni è stato rispettato quanto prescritto dal paragrafo 7.2.5 delle NTC 2018 in particolare, le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno è stato eseguito assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Approccio

L'approccio utilizzato ai fini della verifica della sicurezza delle strutture in fondazione è quello riportato dalle NTC18 §6.2.4:

$$\text{Approccio 2} \rightarrow A1+M1+R3$$

dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche, i coefficienti di

combinazione sono desunti dalle rispettive tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II.

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è né centrata né verticale cioè comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)}$$

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

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\zeta_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^m$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\phi)}$$

$$\xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\phi)} \text{ se } \phi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \phi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_r = (1 - \varepsilon \tan(\phi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\phi))^2 \cos(\phi)$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_r = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \phi < \pi/4; \quad \phi < \phi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
$\gamma_{1\text{Sat}}$	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

Modello terreno misto per il calcolo dei cedimenti:

Il terreno è modellato come sequenza di strati che possono essere ad elevata permeabilità o praticamente impermeabili, nel seguito queste due tipologie di terreno verranno indicate con terreni a **Grana grossa** e con terreni a **Grana fina**. Per tale modello si assume che il cedimento complessivo sia la

somma di un cedimento immediato ed uno di consolidazione, quest'ultimo dovuto alla dissipazione delle sovra-pressure neutre che nascono per effetto dell'applicazione dei carichi alla fondazione; data la natura dei terreni questa aliquota di cedimento avviene solo negli strati a bassa permeabilità. Il cedimento immediato invece è somma di due contributi: il primo dovuto ai cedimenti per effetto della sola variazione di forma nei terreni a grana fina, la seconda dovuta ai cedimenti per effetto della variazione di forma e volume nei terreni a grana grossa, risulta quindi che per i terreni a grana grossa è assente il cedimento di consolidazione. La ipotesi che si pone alla base del metodo è che i terreni a grana grossa possano drenare verso l'esterno, infatti nel caso contrario, (ad esempio nel caso che uno strato sia confinato entro un volume chiuso di terreno a grana fina) le condizioni idrauliche al contorno degli strati a grana grossa sono determinate dalla applicazione del carico alla fondazione ed in particolare, poichè l'acqua non può drenare verso l'esterno il terreno si comporterebbe come un mezzo elastico con modulo elastico pari a quello dell'acqua. La deformabilità degli strati è individuata attraverso il modulo edometrico ed il modulo elastico non drenato per gli strati di terreno a grana fina. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum per gli strati a grana fina, e secondo la teoria elastica per i gli strati a grana grossa. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione $W_c = \beta W_{ed}$ dove β è fornito dai diagrammi seguenti espressi in funzione del coefficiente 'A' di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi si interpola linearmente. La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$W_c = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) W_{ed}(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) W_{ed}(z_i)$$

dove:

la sommatoria è estesa ai soli strati a grana fina

A_i coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

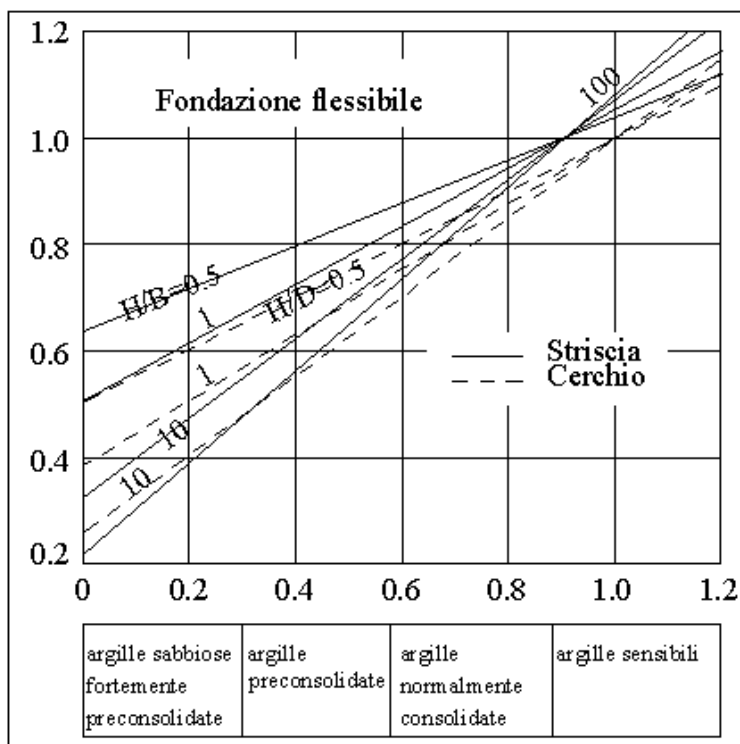
z_i quota superiore dello strato in considerazione

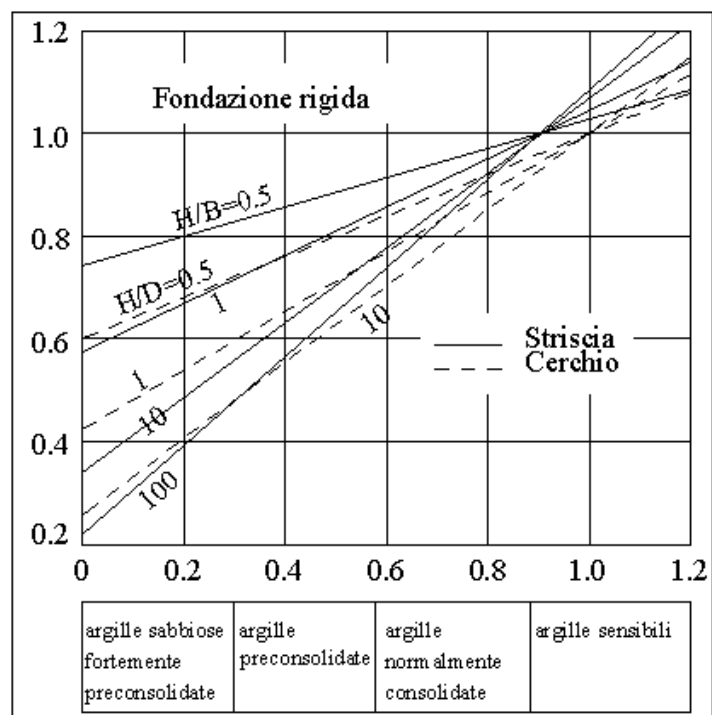
Δ_i spessore dello strato

$W_{ed}(z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico $E_{ed,i}$

$W_{ed}(z_i + \Delta_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta_i$ e modulo edometrico $E_{ed,i}$

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato z_i ovvero $z_i + \Delta_i$





Per gli strati a grana grossa si assume che il cedimento sia dato dalla espressione:

$$\Delta w_i = \sum_j \frac{\Delta \sigma_j}{E_{ed,i}} \Delta z_j$$

nella quale la somma è estesa al numero di intervalli in cui si divide lo strato i e il cedimento totale degli strati a grana grossa sia:

$$W_g = \sum_i \Delta w_i$$

nella quale la somma è estesa a tutti gli strati a grana grossa.

VERIFICA PLATEA MONOLITE

Platea 35-1

Dati della fondazione rettangolare

Profondità della falda $H_f=6.00[m]$

Peso specifico acqua $W_0=1.00[t/mc]$

B	17.05	[m]
L	24.06	[m]
eb	0.48	[m]
el	1.10	[m]
D	8.30	[m]
ε	0.00	[°]
ω	0.00	[°]
ϕ	32.00	[°]
c	1.00	[kg/cm ²]
G	4.81	[kg/cm ²]
γ_1	1.80	[t/mc]
γ	1.84	[t/mc]
γ_{1Sat}	1.80	[t/mc]
γ_{Sat}	1.84	[t/mc]
Hf	6.00	[m]
W0	1.00	[t/mc]
Fv	5071414	[kg]
Fh	4554	[kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
23.177	35.490	30.220
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ

0.999	0.999	0.999
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
0.166	0.109	0.166
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.460	1.480	0.706
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
5.618	5.703	3.541

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 105.973$

Indice di rigidezza $I_r = 2.176$

$V = 5071414$ [kg]

$H = 4554$ [kg]

$eb = 0.48$ [m]

$el = 1.10$ [m]

$Q_{lim} = 5.618 \cdot 1.26 [\text{kg/cm}^2] + 5.703 \cdot 1.00 [\text{kg/cm}^2] + 3.541 \cdot 0.84 [\text{t/mc}] \cdot 16.08 [\text{m}] / 2 = 15.20 [\text{kg/cm}^2]$

$Q_d = 6.61$ [kg/cm²]

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 6686388$ [kg]

$H_d = 6078535$ [kg]

$\eta_{hd} = 1.100$

$V = 5071414$ [kg] <= $V_d = 23239866$ [kg]

$H = 4554$ [kg] <= $H_d = 6078535$ [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	Eed[kg/cm ²]	γ [t/mc]
1	3.80	32.00	1.77
2	4.50	58.00	1.80
3	11.00	85.00	1.84

Profondità fondazione **Df = 9.15** [m]

Carico netto **$q_{ef} = 0.00$** [kg/cm²]

Cedimento Immediato (fine) **W0f=0** [mm]

Cedimento Immediato (grossa) **W0g=0** [mm]

Cedimento di consolidazione(fine) **Wc=0** [mm]

Cedimento totale **Wt=0** [mm]

Platea 35-(11+12)-II-4

Dati della fondazione rettangolare

Profondità della falda $H_f = 6.00$ [m]

Peso specifico acqua $W_0 = 1.00$ [t/mc]

B	17.05	[m]
L	24.06	[m]
eb	1.58	[m]
el	1.23	[m]
D	8.30	[m]
ε	0.00	[°]
ω	0.00	[°]
ϕ	32.00	[°]
c	1.00	[kg/cm ²]
G	4.81	[kg/cm ²]
γ_1	1.80	[t/mc]
γ	1.84	[t/mc]
γ_{1Sat}	1.80	[t/mc]
γ_{Sat}	1.84	[t/mc]
Hf	6.00	[m]
W0	1.00	[t/mc]
Fv	3696892	[kg]
Fh	423208	[kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
23.177	35.490	30.220
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.921	0.918	0.875
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ

0.163	0.105	0.163
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.402	1.420	0.743
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.978
N'_q	N'_c	N'_γ
4.863	4.840	3.122

Coefficiente sismico K_h (effetto cinematico) = 0.030

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 114.228$

Indice di rigidezza $I_r = 2.234$

$V = 3696892$ [kg]

$H = 423208$ [kg]

$e_b = 1.58$ [m]

$e_l = 1.23$ [m]

$Q_{lim} = 4.863 \cdot 1.26 [\text{kg/cm}^2] + 4.840 \cdot 1.00 [\text{kg/cm}^2] + 3.122 \cdot 0.84 [\text{t/mc}] \cdot 13.89 [\text{m}] / 2 = 12.81 [\text{kg/cm}^2]$

$Q_d = 5.57$ [kg/cm²]

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 5311131$ [kg]

$H_d = 4828301$ [kg]

$\eta_{hd} = 1.100$

$V = 3696892$ [kg] <= $V_d = 16712780$ [kg]

$H = 423208$ [kg] <= $H_d = 4828301$ [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente rigida rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	Eed[kg/cm ²]	γ [t/mc]
1	3.80	32.00	1.77
2	4.50	58.00	1.80
3	11.00	85.00	1.84

Profondità fondazione **Df = 9.15** [m]

Carico netto **$q_{eff} = 0.00$** [kg/cm²]

Cedimento Immediato (fine) **W0f=0** [mm]

Cedimento Immediato (grossa) **W0g=0** [mm]

Cedimento di consolidazione(fine) **Wc=0** [mm]

Cedimento totale **Wt=0** [mm]

Platea 35-(11+12)-VIII-4

Dati della fondazione rettangolare

Profondità della falda $H_f = 6.00$ [m]

Peso specifico acqua $W_0 = 1.00$ [t/mc]

B	17.05	[m]
L	24.06	[m]
e_b	1.62	[m]
e_l	1.33	[m]
D	8.30	[m]
ε	0.00	[°]
ω	0.00	[°]
ϕ	32.00	[°]
c	1.00	[kg/cm ²]
G	4.81	[kg/cm ²]
γ_1	1.80	[t/mc]
γ	1.84	[t/mc]
γ_{1Sat}	1.80	[t/mc]
γ_{Sat}	1.84	[t/mc]
H_f	6.00	[m]
W_0	1.00	[t/mc]
Fv	3697594	[kg]
Fh	401399	[kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
23.177	35.490	30.220
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
0.925	0.921	0.880
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.163	0.105	0.163

ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.403	1.421	0.742
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.978
N'_q	N'_c	N'_γ
4.892	4.874	3.141

Coefficiente sismico K_h (effetto cinematico) = 0.030

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 114.039$

Indice di rigidezza $I_r = 2.236$

$V = 3697594$ [kg]

$H = 401399$ [kg]

$e_b = 1.62$ [m]

$e_l = 1.33$ [m]

$Q_{lim} = 4.892 \cdot 1.26 [\text{kg/cm}^2] + 4.874 \cdot 1.00 [\text{kg/cm}^2] + 3.141 \cdot 0.84 [\text{t/mc}] \cdot 13.80 [\text{m}] / 2 = 12.88 [\text{kg/cm}^2]$

$Q_d = 5.60$ [kg/cm²]

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 5264410$ [kg]

$H_d = 4785827$ [kg]

$\eta_{hd} = 1.100$

$V = 3697594$ [kg] <= $V_d = 16538617$ [kg]

$H = 401399$ [kg] <= $H_d = 4785827$ [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	Eed[kg/cm ²]	γ [t/mc]
1	3.80	32.00	1.77
2	4.50	58.00	1.80
3	11.00	85.00	1.84

Profondità fondazione **Df = 9.15** [m]

Carico netto **$q_{ef} = 0.00$** [kg/cm²]

Cedimento Immediato (fine) **W0f=0** [mm]

Cedimento Immediato (grossa) **W0g=0** [mm]

Cedimento di consolidazione (fine) **Wc=0** [mm]

Cedimento totale **Wt=0** [mm]

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV (>2.30)	H [kg]	Hd [kg]	CsH (>1.10)	Qd [kg/cm ²]	qe [kg/cm ²]	w [mm]
35	1	5071414	23239866	10.54	4554	6078535	>100	6.61	0.00	0
	2	5071416	23319315	10.58	13284	6088274	>100	6.61	0.00	0
	3	5071416	23319315	10.58	13284	6088274	>100	6.61	0.00	0
	4	5071414	23239866	10.54	4554	6078535	>100	6.61	0.00	0
	5	4989974	23324307	10.75	0	6044791	>100	6.61	0.00	0
	6	5071412	23061699	10.46	22148	6068928	>100	6.58	0.00	0
	7	4981642	23053203	10.64	22148	6024632	>100	6.56	0.00	0
	8	5071412	23061699	10.46	22148	6068928	>100	6.58	0.00	0
	9	4981642	23053203	10.64	22148	6024632	>100	6.56	0.00	0
	10	5170759	23329681	10.38	0	6132465	>100	6.64	0.00	0
	(11+12)-I-1	3538962	24673892	16.04	252583	5609899	24.43	6.23	0.00	0
	(11+12)-I-2	3591887	21377088	13.69	250694	5331085	23.39	5.91	0.00	0
	(11+12)-I-3	3605513	23487866	14.98	253026	5215758	22.67	6.74	0.00	0
	(11+12)-I-4	3658439	20343757	12.79	250479	4986713	21.90	6.36	0.00	0
	(11+12)-II-1	3500508	20167924	13.25	427563	5132271	13.20	5.83	0.00	0
	(11+12)-II-2	3676927	16969504	10.61	423384	4915194	12.77	5.46	0.00	0
	(11+12)-II-3	3520474	19697175	12.87	427777	5011447	12.89	5.95	0.00	0
	(11+12)-II-4	3696892	16712780	10.40	423208	4828301	12.55	5.57	0.00	0
	(11+12)-III-1	3537485	24809629	16.13	240718	5622819	25.69	6.24	0.00	0
	(11+12)-III-2	3593364	21268544	13.61	259111	5319301	22.58	5.90	0.00	0
	(11+12)-III-3	3604037	23526880	15.01	261311	5227734	22.01	6.72	0.00	0
	(11+12)-III-4	3659916	20324194	12.77	238572	4975779	22.94	6.38	0.00	0
	(11+12)-IV-1	3495586	20166292	13.27	411127	5141861	13.76	5.81	0.00	0
	(11+12)-IV-2	3681849	16778895	10.48	419145	4880955	12.81	5.47	0.00	0
	(11+12)-IV-3	3515551	19644996	12.85	423466	5021354	13.04	5.91	0.00	0
	(11+12)-IV-4	3701815	16570619	10.30	406719	4794813	12.97	5.60	0.00	0
	(11+12)-V-1	3553030	24858536	16.09	252792	5640112	24.54	6.24	0.00	0
	(11+12)-V-2	3605956	21483721	13.70	268845	5361500	21.94	5.89	0.00	0
	(11+12)-V-3	3591444	23223009	14.87	271327	5185854	21.02	6.71	0.00	0
	(11+12)-V-4	3644370	20162680	12.72	251022	4956912	21.72	6.35	0.00	0
	(11+12)-VI-1	3504729	20159137	13.23	422563	5133428	13.36	5.83	0.00	0
	(11+12)-VI-2	3681147	16999505	10.62	429334	4924281	12.62	5.45	0.00	0
	(11+12)-VI-3	3516253	19701184	12.89	433724	5009979	12.71	5.95	0.00	0
	(11+12)-VI-4	3692672	16679553	10.39	418216	4819298	12.68	5.57	0.00	0
	(11+12)-VII-1	3551554	24995330	16.19	240734	5653032	25.83	6.25	0.00	0

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV (>2.30)	H [kg]	Hd [kg]	CsH (>1.10)	Qd [kg/cmq]	qe [kg/cmq]	w [mm]
	(11+12)-VII-2	3607433	21376703	13.63	276887	5349708	21.25	5.89	0.00	0
	(11+12)-VII-3	3589968	23263612	14.90	279245	5197826	20.48	6.70	0.00	0
	(11+12)-VII-4	3645847	20143850	12.71	238936	4945989	22.77	6.37	0.00	0
	(11+12)-VIII-1	3499806	20158808	13.25	405804	5142956	13.94	5.81	0.00	0
	(11+12)-VIII-2	3686070	16808219	10.49	425270	4890027	12.65	5.46	0.00	0
	(11+12)-VIII-3	3511331	19648274	12.87	429587	5019946	12.85	5.90	0.00	0
	(11+12)-VIII-4	3697594	16538617	10.29	401399	4785827	13.12	5.60	0.00	0
	18	3594310	23572892	15.08	0	5275127	>100	6.63	0.00	0
	19	3594312	23588851	15.09	0	5279944	>100	6.62	0.00	0
	20	3594313	23596323	15.10	0	5282199	>100	6.62	0.00	0
	21	3594314	23612489	15.11	0	5287074	>100	6.61	0.00	0
	Minimi coeff. sic.									
35	(11+12)-VIII-4			10.29						
35	(11+12)-II-4						12.55			

Wmax=0, Wmin=0

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R = \text{Area} \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=401.5960 m²**

Comb.	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
1	5071414	4554	7184931	1577.66	1.10	Si
2	5071416	13284	7184932	540.85	1.10	Si
3	5071416	13284	7184932	540.85	1.10	Si
4	5071414	4554	7184931	1577.66	1.10	Si
5	4989974	0	7134041	--	1.10	Si
6	5071412	22148	7184929	324.40	1.10	Si
7	4981642	22148	7128835	321.87	1.10	Si
8	5071412	22148	7184929	324.40	1.10	Si
9	4981642	22148	7128835	321.87	1.10	Si
10	5170759	0	7247009	--	1.10	Si
(11+12)-I-1	3538962	252583	6227348	24.65	1.10	Si
(11+12)-I-2	3591887	250694	6260420	24.97	1.10	Si
(11+12)-I-3	3605513	253026	6268935	24.78	1.10	Si
(11+12)-I-4	3658439	250479	6302006	25.16	1.10	Si
(11+12)-II-1	3500508	427563	6203320	14.51	1.10	Si
(11+12)-II-2	3676927	423384	6313559	14.91	1.10	Si
(11+12)-II-3	3520474	427777	6215796	14.53	1.10	Si
(11+12)-II-4	3696892	423208	6326034	14.95	1.10	Si
(11+12)-III-1	3537485	240718	6226426	25.87	1.10	Si
(11+12)-III-2	3593364	259111	6261343	24.16	1.10	Si
(11+12)-III-3	3604037	261311	6268012	23.99	1.10	Si
(11+12)-III-4	3659916	238572	6302929	26.42	1.10	Si
(11+12)-IV-1	3495586	411127	6200244	15.08	1.10	Si
(11+12)-IV-2	3681849	419145	6316634	15.07	1.10	Si
(11+12)-IV-3	3515551	423466	6212720	14.67	1.10	Si
(11+12)-IV-4	3701815	406719	6329110	15.56	1.10	Si
(11+12)-V-1	3553030	252792	6236140	24.67	1.10	Si
(11+12)-V-2	3605956	268845	6269211	23.32	1.10	Si
(11+12)-V-3	3591444	271327	6260143	23.07	1.10	Si
(11+12)-V-4	3644370	251022	6293215	25.07	1.10	Si
(11+12)-VI-1	3504729	422563	6205957	14.69	1.10	Si
(11+12)-VI-2	3681147	429334	6316196	14.71	1.10	Si
(11+12)-VI-3	3516253	433724	6213158	14.33	1.10	Si
(11+12)-VI-4	3692672	418216	6323397	15.12	1.10	Si
(11+12)-VII-1	3551554	240734	6235217	25.90	1.10	Si
(11+12)-VII-2	3607433	276887	6270134	22.65	1.10	Si
(11+12)-VII-3	3589968	279245	6259221	22.41	1.10	Si
(11+12)-VII-4	3645847	238936	6294138	26.34	1.10	Si
(11+12)-VIII-1	3499806	405804	6202882	15.29	1.10	Si
(11+12)-VIII-2	3686070	425270	6319272	14.86	1.10	Si
(11+12)-VIII-3	3511331	429587	6210083	14.46	1.10	Si
(11+12)-VIII-4	3697594	401399	6326473	15.76	1.10	Si
18	3594310	0	6261934	--	1.10	Si
19	3594312	0	6261935	--	1.10	Si
20	3594313	0	6261936	--	1.10	Si
21	3594314	0	6261937	--	1.10	Si

VERIFICA PLATEA DI VARO

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV (>2.30)	H [kg]	Hd [kg]	CsH (>1.10)	Qd [kg/cmq]	qe [kg/cmq]	w [mm]
1	1	4124882	20610920	11.49	0	6640745	>100	4.36	0.00	0
	Minimi coeff. sic.									
1	1			11.49						
1	1						>100			

Wmax=0, Wmin=0

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R = \text{Area} \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=504.0405 m²**

Comb.	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
1	4124882	0	7617917	--	1.10	Si