

S.S. 398 "Via Val di Cornia"
Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12
e il Porto di Piombino
LOTTO 1 - Svincolo di Geodetica-Gagno

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **FI2**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
Dott.Arch. N.Kamenicky
Dott.Ing. V.Truffini
Dott.Arch. A.Bracchini
Dott.Ing. F.Durastanti
Dott.Geol. G.Cerquiglini
Geom. S.Scopetta
Dott.Ing. L.Sbrenna
Dott.Ing. E.Sellari
Dott.Ing. E.Bartolucci
Dott.Ing. L.Dinelli
Dott.Ing. L.Nani
Dott.Ing. F.Pambianco
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. G.Cordua
Dott. Ing. V.De Gori
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. F.Macchioni
Geom. C.Vischini
Dott. Ing. V.Piunno
Dott. Ing. G.Pulli
Geom. C.Sugaroni

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlaccini
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL R.U.P.

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

PROTOCOLLO

DATA

MARZO 2019



OPERE D'ARTE MINORI
ASSE PRINCIPALE - STRUTTURA SCATOLARE IN C.A.
Relazione geotecnica

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00-OS01-GET-RE01

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPFI12 E 1801

CODICE ELAB. T00OS01GETRE01

A

-

A

Emissione

29/03/2019

C.Consorti

E.Bartolucci

N.Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
3	ANALISI DEI CEDIMENTI	6
3.1.1	Modello geotecnico di calcolo	9
3.1.2	Criterio di calcolo dei cedimenti e dei tempi di consolidazione	10
3.1.3	Analisi cedimenti Tratto 1 – prg. 1470 ÷ 1397 [sez. 99 ÷ 94]	12
3.1.4	Analisi cedimenti Tratto 2 – prg. 1397 ÷ 1230 [sez. 94 ÷ 83]	14
3.1.5	Cedimenti secondari	16
3.1.6	Cedimenti totali	16
4	VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (SLU)	17
2.1	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE	18
2.2	MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO	19
4.1.1	Verifica con parametri definiti in tensioni totali	19
	ALLEGATO A - CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE DIRETTA DELLO SCATOLARE	21

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano i calcoli di dimensionamento degli interventi finalizzati al controllo dei cedimenti, in corrispondenza dello scatolare stradale previsto realizzato tra la prog. 1+131.80 e 1+478.97 necessario per il prolungamento del Viadotto Cornia 1, rientrante nell'ambito del Lotto 1 della S.S. 398 "Via Val di Cornia", Bretella di collegamento tra l'Autostrada Tirrenica A12 ed il porto di Piombino.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in esame presenta una lunghezza complessiva di circa 346 m e viene suddivisa in 15 concio (da A ad O) della lunghezza di 24 m ciascuno, fatta eccezione per i conchi agli estremi A ed O, che rispettivamente hanno lunghezza $L = 16$ e $L = 19.3$ m.

La larghezza alla base dello scatolare è pari a 22.5 m nella sezione corrente (conci da E a N), variabile tra 22.5 m e 26 m nelle sezioni in allargamento (conci da A a D) e pari a 11.8 m nel conchio O. L'altezza interna dello scatolare, poiché segue l'andamento della livelletta stradale, risulta variabile. La struttura in esame viene realizzata con quota di imposta a 2.0 m slm. Sulla copertura dell'opera per i tratti da E a N è presente una strada a due carreggiate distinte e separate da un partitraffico; per i tratti da A a D, in cui è presente un tratto di allargamento necessario per raccordarsi con la rampa della strada che prosegue, una carreggiata presenta tre corsie mentre il tratto O è un conchio di raccordo con il viadotto Cornia 1 di dimensioni più piccole.

La struttura dello scatolare, realizzata in cemento armato gettato in opera, presenta la soletta di fondo dello spessore di 100 cm, le pareti laterali ed i setti interni dello spessore di 60 cm e la soletta di testa di spessore pari a 60 cm.

Tutti i conchi sono fondati su una platea unica e collegati in elevazione mediante giunti,
 Di seguito si riportano la pianta e alcune sezioni significative.

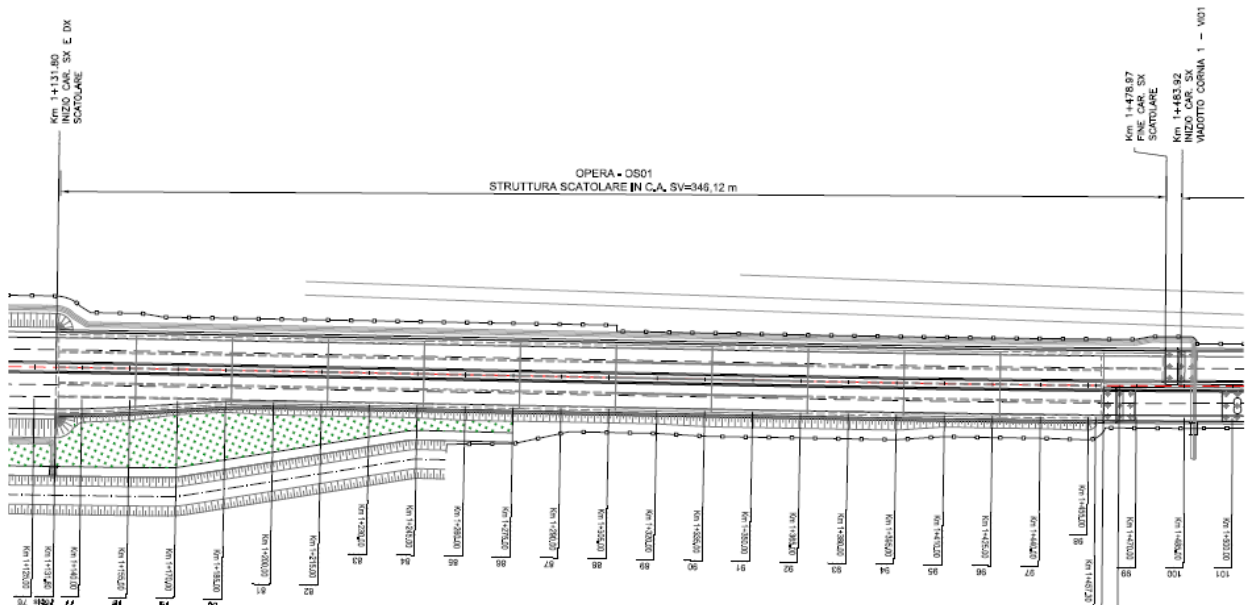


Figura 1 – Pianta di inquadramento.

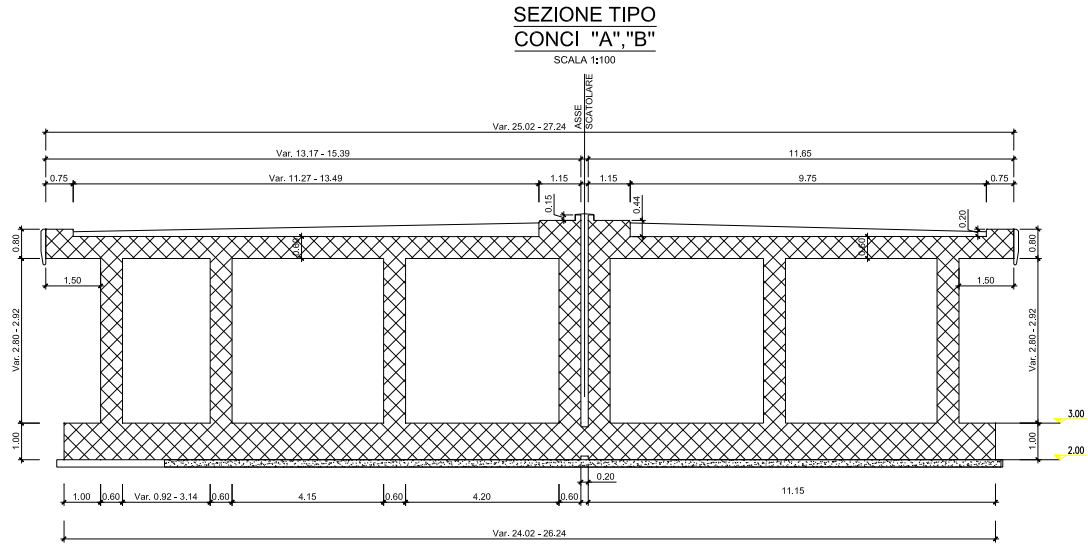


Figura 2 – Sezione tipo A - B.

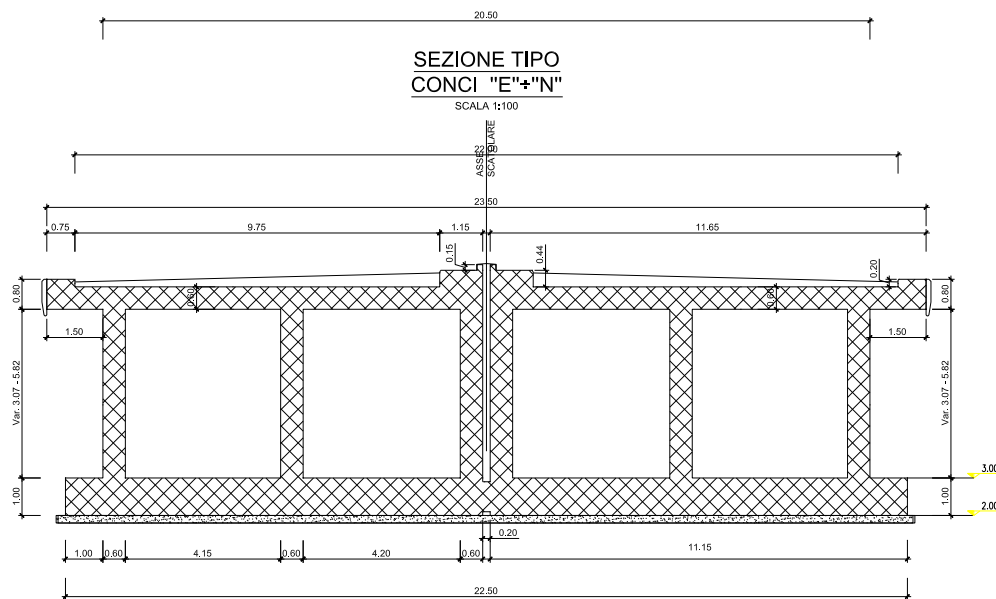


Figura 3 – Sezione tipo E ÷ N.

RELAZIONE GEOTECNICA SCATOLARE

SEZIONE TIPO
CONCO "O"

SCALA 1:100

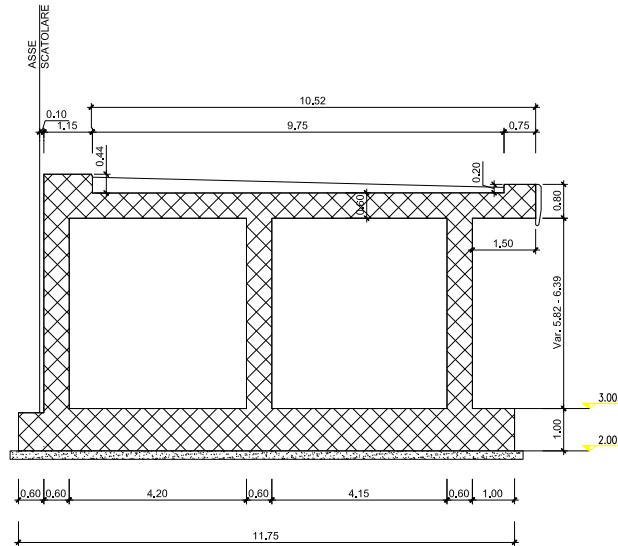


Figura 4 – Sezione tipo D .

3 ANALISI DEI CEDIMENTI

In corrispondenza dello scatolare di approccio alla spalla 1 del viadotto V01 (Cornia 1), i terreni di fondazione sono costituiti per buona parte da materiali di natura argillosa compressibili; considerate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e l'intensità dei carichi trasferiti dall'opera, è necessario analizzare le problematiche legate sia al comportamento in esercizio (condizioni SLE) ovvero ai cedimenti indotti nei terreni. Infatti, considerata la natura prevalentemente limo-argillosa dei terreni e il loro stato di normalconsolidazione, solamente una modesta aliquota del cedimento totale può svilupparsi in condizioni di breve termine (condizioni non drenate); al contrario, la quasi totalità del cedimento si svilupperebbe nel tempo in seguito ai processi di consolidazione legati al fenomeno di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate in condizioni non drenate. Si pone pertanto la necessità di anticipare i cedimenti di consolidazione mediante la realizzazione di una precarica, associata all'uso di dreni verticali per accelerarne il processo e renderlo compatibile con la funzionalità dell'opera in tempi ragionevoli. Per l'opera in oggetto, tale problematica risulta limitata al tratto compreso tra le progressive 1+230 (sez.83) e 1+470 (sez.99, ovvero in fino alla spalla 1 del viadotto), caratterizzato dalla presenza di uno spessore significativo (circa 15 m, dalla profondità di circa 5÷6 m fino a circa 20 m dal piano campagna) costituito dalla unità UG1 ovvero da un deposito alluvionale di natura argillosa, normalconsolidato e di scarse caratteristiche meccaniche e di compressibilità.

In tali tratti pertanto, al fine di accelerare lo sviluppo dei cedimenti al di sotto dell'opera e minimizzare i cedimenti in fase di esercizio, è stata prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio verticale profondo, costituito da dreni a nastro, posti a quinconce secondo una maglia 2 m x 2 m, associato alla realizzazione di un rilevato di precarica; al raggiungimento di un grado di consolidazione pari al 95% relativamente ai processi indotti dalla precarica, il rilevato verrà rimosso completamente per poi realizzare la struttura scatolare.

Al fine di contenere in 25 m la dimensione trasversale del rilevato a causa delle limitazioni sull'ingombro laterale delle opere, i paramenti verranno realizzati mediante gabbioni sovrapposti.

Nello specifico, il tratto in esame (da prg. 1+230 a prg 1+470) è stato diviso in 2 sottotratti per i quali, in funzione dell'altezza dei conchi scatalari di progetto, sarà realizzato un rilevato di precarica di altezza diversa:

- Tratto 1: da prg.1470 (sez.99) a prg.1397 (sez.94):
altezza del rilevato di precarica $H = 3.5$ m (peso dell'unità di volume $\gamma_t = 18$ kN/m³).
- Tratto 2: da prg.1397 (sez.94) a prg.1230 (sez.83):
altezza del rilevato di precarica $H = 2.5$ m (peso dell'unità di volume $\gamma_t = 18$ kN/m³).

RELAZIONE GEOTECNICA SCATOLARE

In ragione delle scadenti caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione, al fine di garantirne la stabilità, sarà necessario realizzare il rilevato in 2 fasi: nella prima fase, fino ad un'altezza $H1=2.0\text{m}$; nella seconda fase verrà realizzato il sovrizzo ΔH_i necessario a raggiungere l'altezza totale prevista, ovvero $\Delta H_2 = 1.5\text{ m}$, nel tratto 1, e $\Delta H_2 = 0.5\text{ m}$, nel tratto 2.

Per ciascuna fase si attenderà un tempo $t = 4.5$ mesi affinché si sviluppi almeno nell'unità UG1 il 95% del cedimento indotto dalla fase in oggetto. Alla fine di ogni fase, all'unità UG1, almeno per la porzione sotto l'impronta del rilevato, potranno essere assegnate caratteristiche meccaniche via via migliori, in ragione dell'aumento della tensione verticale efficace σ'_v associato al carico trasferito al terreno: tale aspetto sarà meglio descritto nel paragrafo relativo alle verifiche di stabilità.

Di seguito sono sinteticamente descritte le fasi realizzative previste:

- Fase 1: prescavo di 50 cm ed infissione dei dreni di lunghezza $L = 18\text{ m}$ da p.c., disposti a quinconce con maglia $2\text{m} \times 2\text{m}$;
- Fase 2: realizzazione del rilevato di precarica di prima fase, di altezza $H1 = 2.0\text{ m}$ (peso dell'unità di volume $\gamma_t = 18\text{ kN/m}^3$);
- Fase 3: attesa del tempo t_1 necessario affinché si sviluppi almeno il 95% del processo di consolidazione indotto nei terreni dell'unità UG1 dal rilevato di prima fase. Trascorso tale tempo, in progetto stimato pari a 4.5 mesi, realizzazione del sovrizzo del rilevato fino all'altezza totale prevista per ciascun tratto;
- Fase 4: attesa del tempo t_2 necessario affinché si sviluppi almeno il 95% del processo di consolidazione indotto nei terreni dell'unità UG1 dal sovrizzo del rilevato. Trascorso tale tempo, in progetto stimato pari a 4.5 mesi, rimozione totale del rilevato e scavo fino alla quota di imposta dello scatolare;
- Fase 5: preparazione del piano di posa e realizzazione della struttura scatolare e successivo completamento dell'opera secondo le sezioni di progetto.

Si precisa che i tempi previsti per l'esaurimento dei processi di consolidazione ($t_i = 4.5$ mesi, al raggiungimento di un grado di consolidazione $U=95\%$), dovranno essere confermati ed eventualmente modificati in base ai risultati del monitoraggio.

Nelle figure seguenti sono rappresentate alcune delle fasi più significative del processo descritto.

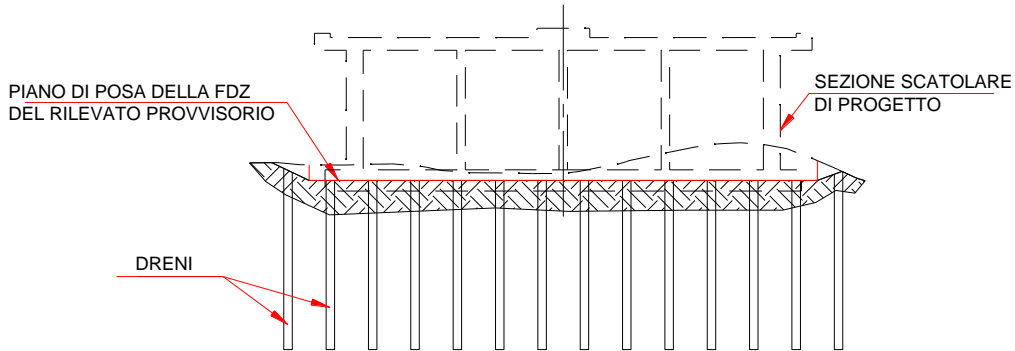


Figura 3.1 – FASE 1: preparazione del piano di posa del rilevato provvisorio di precarica e realizzazione dreni.

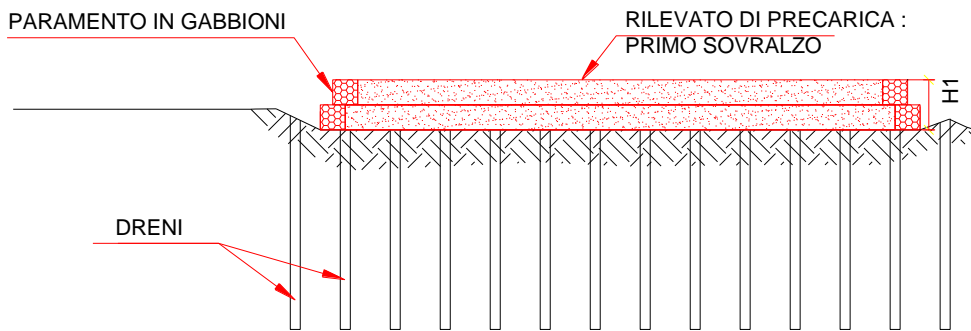
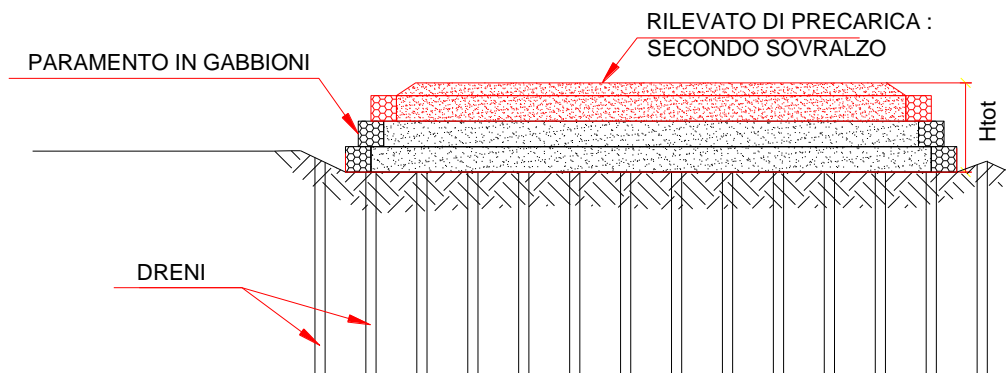


Figura 3.2 – FASE 2: Realizzazione di prima fase del rilevato di precarica : $H1 = 2.0-2.5 \text{ m}$ ($t=0 \text{ mesi}$).



RELAZIONE GEOTECNICA SCATOLARE

Figura 3.3 – FASE 4: Completamento del rilevato di precarica di altezza totale $H_{tot} = 2.5 - 3.5$ m, dopo il raggiungimento del 95% del processo di consolidazione ($t_1=4.5$ mesi).

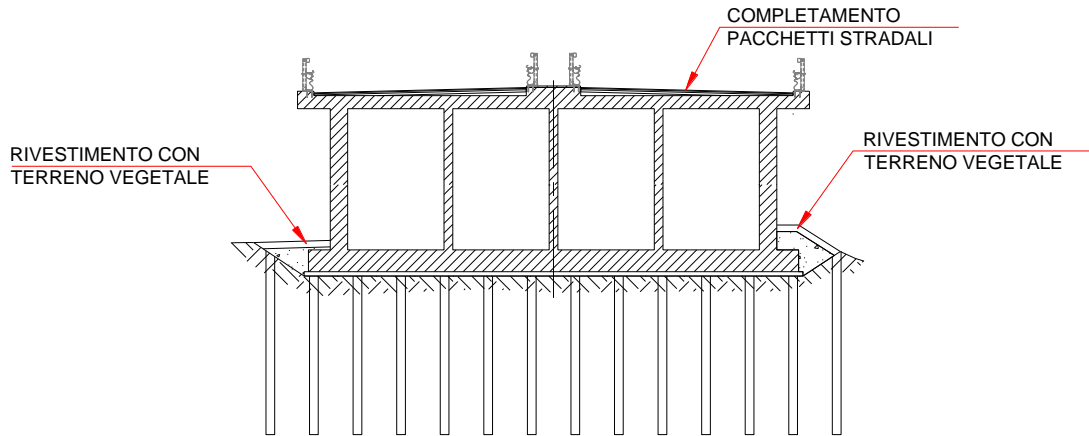


Figura 3.4 – FASE 5: Rimozione del rilevato di precarica e realizzazione dello scatolare di progetto e dei pacchetti stradali, dopo il raggiungimento del 95% del processo di consolidazione del rilevato completo ($t_2>9.05$ mesi).

Nei paragrafi seguenti, dopo una descrizione dei criteri per la valutazione dei cedimenti dei tempi di consolidazione e del modello geotecnico utilizzato, sono descritti i risultati dei calcoli dei cedimenti e dei relativi tempi di sviluppo in funzione degli interventi stessi, con riferimento ai 2 sottotratti indicati.

3.1.1 Modello geotecnico di calcolo

Per entrambi i sottotratti, i calcoli dei cedimenti e l'analisi dei processi di consolidazione sono stati eseguiti con riferimento allo stesso modello geotecnico stratigrafico, individuato in corrispondenza della spalla 1, descritto nella tabella seguente.

V01: Scatolare approccio Spalla 1	z [m da p.c.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	Cc [-]	Cs [-]	OCR [-]	e ₀ [-]	E' [MPa]	Eu [MPa]	Cv [m ² /s]
Sez. 98bis	0 ÷ 4.0	UG0	18.5	-	-	-	-	15	-	-
	4.0 ÷ 19.0	UG1	17.0	0.42	0.13	1.0	1.2	-	5	2x10 ⁻⁷
	19.0 ÷ 29	UG2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷
	29.0 ÷ 45	UG3 (a/b)	20	-	-	-	-	20	-	-
	> 45	UG2	19.5	0.25	0.05	3.0	1.0	-	15	8x10 ⁻⁷

Tabella 1: V01 – Scatolare di approccio alla Spalla 1 - modello geotecnico di calcolo.

3.1.2 Criterio di calcolo dei cedimenti e dei tempi di consolidazione

In corrispondenza di ogni sezione, il cedimento totale previsto è stato determinato applicando il metodo elastico ed integrando il campo degli spostamenti fino a una profondità a cui corrisponde un incremento di tensioni verticali efficaci pari al 10% rispetto a quelle iniziali ($\Delta\sigma'_v/\sigma'_v=0.10$).

La valutazione dei tempi di consolidazione, in assenza di dreni, è stata eseguita nell'ipotesi di consolidazione monodimensionale verticale, con possibilità di drenaggio verso un solo contorno drenante.

Il tempo di consolidazione, corrispondente a un grado di consolidazione U_m pari al 95%, è stato determinato secondo la seguente relazione:

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v}$$

dove

T_v = fattore di tempo adimensionale, è pari a 1.129 ($U_m=95\%$);

H = massimo percorso di drenaggio.

Per l'unità UG1, il cui contorno drenante è rappresentato dai riporti superficiali (UG0), è stato assunto un coefficiente di consolidazione primaria operativo $c_v = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$;

Per l'unità UG2, il cui contorno drenante è rappresentato dall'unità UG3 situata alla base, è stato assunto un coefficiente di consolidazione primaria operativo $c_v = 8 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Come anticipato, al fine di accelerare lo sviluppo dei cedimenti al di sotto del rilevato, è stata prevista la realizzazione di un sistema di drenaggio verticale profondo, costituito da dreni prefabbricati, disposti a quinconce con maglia $s \times s = 2.0\text{m} \times 2.0$, lunghezza $L = 18 \text{ m}$, larghezza del dreno di 100 mm e spessore pari a 3.5 mm e.

Il dimensionamento geotecnico dei dreni è stato condotto in modo tale che il processo di consolidazione attivato dalla costruzione delle opere raggiunga un grado di consolidazione almeno pari al 95% dal completamento dell'opera. Il grado di consolidazione nei terreni limo-argillosi è stato stimato considerando il processo di consolidazione orizzontale dovuto alla presenza dei dreni. In particolare, il grado di consolidazione orizzontale U_h è stato stimato con riferimento alla soluzione di *Barron* (1948) per i processi di consolidazione radiale, assumendo le ipotesi di deformazioni verticali uguali (ogni sezione orizzontale rimane tale nel tempo) e libere (il carico applicato in superficie rimane uniformemente distribuito), per cui risulta:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F}}$$

con T_h fattore di tempo adimensionale pari a:

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2}$$

La funzione F è pari a:

$$F = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln n - \frac{3 \cdot n^2 - 1}{4 \cdot n^2}$$

in cui n rappresenta il rapporto tra il diametro equivalente d_e del cilindro di terreno che drena (pari a 1.05 volte l'interasse S dei dreni con disposizione a quinconce) e il diametro d_w del dreno.

Avendo considerato dreni prefabbricati di tipo lamellare il diametro d_w del dreno è pari a:

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi}$$

con:

$a = 100 \text{ mm} =$ larghezza del filtro;

$b = 3.5 \text{ mm} =$ spessore del filtro.

Nelle analisi dei cedimenti in presenza di dreni, sono stati assunti per le unità UG1 e UG2 valori dei coefficienti di consolidazione orizzontali, c_h , pari a 2 volte quelli verticali, c_v .

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle grandezze che regolano il processo di consolidazione in presenza del sistema di dreni verticali.

s (m)	d_e (m)	d_w (m)	n (-)	F (-)	c_{h-UG1} (m ² /s)	c_{h-UG2} (m ² /s)	t (mesi)	T_H (-)	U_H (-)
2.0	1.575	0.066	31.87	2.72	4×10^{-7}	1.6×10^{-8}	4.5	1.017	0.95

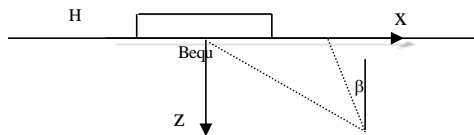
Tabella 2: Riepilogo delle grandezze che regolano il processo di consolidazione in presenza di dreni.

Nella valutazione dell'effetto dei dreni, ovvero nel dimensionamento degli interventi, non è stato tenuto conto dell'effetto combinato tra la consolidazione radiale (orizzontale) e quella verticale, che porterebbe di fatto a poter considerare un grado medio di consolidazione complessivo U più alto di quello medio orizzontale.

3.1.3 Analisi cedimenti Tratto 1 – prg. 1470 ÷ 1397 [sez. 99 ÷ 94]

L'analisi dei cedimenti per il tratto 1 è stata condotta con riferimento alla sezione dello scatolare in corrispondenza della sez.98 (progressiva 1+455), di altezza totale $H = 7.7$ m e larghezza alla base $B = 22.5$ m (concio tipo N). La quota di imposta della fondazione dello scatolare risulta ubicata alla profondità media di 1.5 m dal piano campagna.

Nelle figure e nelle tabelle seguenti si riportano risultati del calcolo relativi al cedimento dello scatolare di progetto e del rilevato di precarica di altezza totale $H = 3.5$ m, per la sezione in esame.
 Tratto 1 – sez.98_Cedimento dello scatolare di progetto



DATI SCATOLARE

H(m)	0.00	Altezza rilevato
Binf(m)	22.50	Larghezza base
Bsup(m)	22.50	
Bequ(m)	22.50	
γ (kN/m ³)	0.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	41.00	
Z _w (m)	2.00	

Carico struttura (per peso proprio struttura): p [kPa] =	69
Scarico per approfondimento del piano di fondazione rispetto al p.c.: $\Delta\sigma_t$ [kPa]	-28
Carico totale netto: p' [kPa] =	41
cedimento totale elastico di lungo termine: $w_{tot,ela}$ [cm] =	49
cedimento dell'unità UG1: w_{UG1} [cm] =	47
cedimento dell'unità UG2: w_{UG2} [cm] =	1.6
cedimento delle unità UG0 e UG3: w_{imm} [cm] =	0.4

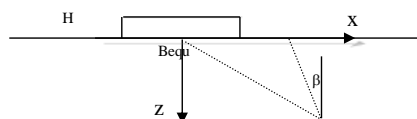
Tabella 3: V01 – Scatolare tratto 1 – sez.98 : cedimento elastico di lungo termine dello scatolare di progetto.

Il cedimento totale elastico risulta $w_{tot,ela} \cong 49$, dei quali soltanto circa 0.4 cm al massimo, relativi alle unità UG0 e UG3, possono essere considerati immediati; i restanti cedimenti $w_{cons} = w_{UG1} + w_{UG2} \cong 48.5$ cm, relativi alle unità UG1 e UG2, si svilupperebbero invece con tempi regolati dal processo di consolidazione, incompatibili con la funzionalità dell'opera. Nello specifico, per la sola unità UG1, il tempo necessario affinché si raggiunga un grado di consolidazione $U_m = 95\%$, cui corrisponde un cedimento residuo di circa 2.5 cm, risulta pari a 490 mesi (circa 40 anni);

l'esaurimento teorico dei cedimenti di consolidazione avverrebbe invece dopo un tempo $t_{100} \cong 230$ anni.

Con l'obiettivo di accelerare i tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti indotti, si prevede quindi di realizzare una precarica mediante la realizzazione di un rilevato di altezza pari a 3.5 m (a partire dalla quota di -0.5 m dal piano campagna); il rilevato verrà realizzato in 2 fasi, per garantirne la stabilità; prima della realizzazione del rilevato, verrà realizzato il sistema di drenaggio profondo costituito da dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m (tale da interessare in pratica tutto lo spessore dell'unità UG1), distribuiti a quinconce secondo una maglia 2.0 m x 2.0 m, su una superficie pari a quella del rilevato di precarica ovvero dello scatolare, per il tratto in esame.

Tratto 1 – sez.98 _ Cedimento totale del rilevato di precarica



DATI RILEVATO

H(m)	3.50	Altezza rilevato
Binf(m)	24.00	Larghezza base
Bsup(m)	18.50	
Bequ(m)	21.25	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	48.00	
Z _w (m)	2.00	

Carico struttura (per peso proprio struttura): p [kPa] =	57
Scarico per approfondimento del piano di fondazione rispetto al p.c.: $\Delta\sigma_t$ [kPa]	-9
Carico totale netto: p' [kPa] =	48
cedimento totale elastico di lungo termine: $w_{tot,ela}$ [cm] =	51
cedimento dell'unità UG1: w_{UG1} [cm] =	48.9
cedimento dell'unità UG2: w_{UG2} [cm] =	1.7
cedimento delle unità UG0 e UG3: w_{imm} [cm] =	0.4

Tabella 4: V01 – Scatolare tratto 1 – sez.98 : cedimento elastico di lungo termine del rilevato provvisorio di precarica.

Il cedimento totale elastico del rilevato di precarica di altezza totale $H = 3.5$ m risulta $w_{tot,ela} = 51$ cm. Per effetto del sistema di drenaggio, al tempo $t_1 + t_2 = 9.0$ mesi (il rilevato verrà realizzato in 2 fasi) si sarà sviluppato un cedimento totale $w_{95\%} = 48.3$ cm, dei quali circa 47.5 cm legati ai processi di consolidazione nelle unità UG1 e UG2.

A seguito della rimozione del rilevato e della successiva realizzazione dello scatolare di progetto, il terreno avrà di fatto subito una precarica di circa 5 kPa (pari alla differenza dei carichi applicati

con il rilevato e con lo scatolare, al netto degli scarichi dovuto agli scavi necessari a raggiungere i piani di posa).

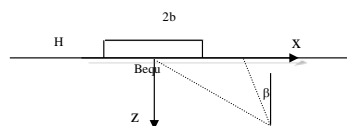
Il valore del cedimento residuo atteso, pari alla differenza tra i cedimenti di consolidazione indotti nelle unità UG1 e UG2 dallo scatolare di progetto, $w_{cons} = w_{UG1} + w_{UG2} \cong 48.5$ cm, e quelli sviluppati durante la precarica nelle stesse unità, pari a 47.5 cm, risulta quindi pari a circa 1.0 cm.

3.1.4 Analisi cedimenti Tratto 2 – prg. 1397 ÷ 1230 [sez. 94 ÷ 83]

L'analisi dei cedimenti per il tratto 2 è stata condotta con riferimento alla sezione dello scatolare in corrispondenza della sez.94 (progressiva 1+395), di altezza totale $H = 5.7$ m (valutata in asse) e larghezza alla base $B = 22.5$ m (concio tipo K). La quota di imposta della fondazione dello scatolare risulta ubicata alla profondità media di 1.8 m dal piano campagna.

Nelle figure e nelle tabelle seguenti si riportano risultati del calcolo relativi al cedimento dello scatolare di progetto e del rilevato di precarica di altezza totale $H = 2.5$ m, per la sezione in esame.

Tratto 2 – sez.94 _ Cedimento della sezione finale di progetto



DATI RILEVATO

H(m)	0.00	Altezza rilevato
Binf(m)	22.50	Larghezza base
Bsup(m)	22.50	
Bequ(m)	22.50	
γ (kN/m ³)	0.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	29.00	
Z_w (m)	2.00	

Carico struttura (per peso proprio struttura): p [kPa] =	62
Scarico per approfondimento del piano di fondazione rispetto al p.c.: $\Delta\sigma_1$ [kPa]	-33
Carico totale netto: p' [kPa] =	29
cedimento totale elastico di lungo termine: $w_{tot,ela}$ [cm] =	36.4
cedimento dell'unità UG1: w_{UG1} [cm] =	34.9
cedimento dell'unità UG2: w_{UG2} [cm] =	1.2
cedimento delle unità UG0 e UG3: w_{imm} [cm] =	0.3

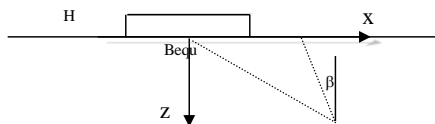
Tabella 5: V01 – Scatolare tratto 1 – sez.94 : cedimento elastico di lungo termine dello scatolare di progetto.

Il cedimento totale elastico risulta $w_{tot,ela} \cong 36.4$, dei quali soltanto circa 0.3 cm al massimo, relativi alle unità UG0 e UG3, possono essere considerati immediati; i restanti cedimenti $w_{cons} = w_{UG1} + w_{UG2} \cong 36$ cm, relativi alle unità UG1 e UG2, si svilupperebbero invece con tempi regolati dal

processo di consolidazione, incompatibili con la funzionalità dell'opera. Nello specifico, per la sola unità UG1, il tempo necessario affinché si raggiunga un grado di consolidazione $U_m = 95\%$, cui corrisponde un cedimento residuo di circa 1.8 cm, risulta pari a 490 mesi (circa 40 anni).

Con l'obiettivo di accelerare i tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti indotti, si prevede quindi di realizzare una precarica mediante la realizzazione di un rilevato di altezza pari a 2.5 m (a partire dalla quota di -0.5 m dal piano campagna); il rilevato verrà realizzato in 2 fasi, per garantirne la stabilità; prima della realizzazione del rilevato, verrà realizzato il sistema di drenaggio profondo costituito da dreni verticali a nastro di lunghezza $L = 18$ m (tale da interessare in pratica tutto lo spessore dell'unità UG1), distribuiti a quinconce secondo una maglia 2.0 m x 2.0 m, su una superficie pari a quella del rilevato di precarica ovvero dello scatolare, per il tratto in esame.

Tratto 1 – sez.94 _ Cedimento totale del rilevato di precarica



DATI RILEVATO

H(m)	3.50	Altezza rilevato
Binf(m)	24.00	Larghezza base
Bsup(m)	18.50	
Bequ(m)	21.25	
γ (kN/m ³)	18.00	
q (kPa)	0.00	Sovraccarico
p (kPa)	48.00	
Z _w (m)	2.00	

Carico struttura (per peso proprio struttura): p [kPa] =	41
Scarico per approfondimento del piano di fondazione rispetto al p.c.: $\Delta\sigma_1$ [kPa]	-9
Carico totale netto: p' [kPa] =	31
cedimento totale elastico di lungo termine: $w_{tot,ela}$ [cm] =	38.6
cedimento dell'unità UG1: w_{UG1} [cm] =	37.0
cedimento dell'unità UG2: w_{UG2} [cm] =	1.2
cedimento delle unità UG0 e UG3: w_{imm} [cm] =	0.3

Tabella 6: V01 – Scatolare tratto 1 – sez.94 : cedimento elastico di lungo termine del rilevato provvisorio di precarica.

Il cedimento totale elastico del rilevato di precarica di altezza totale $H=2.5$ m risulta $w_{tot,ela} \cong 38.5$ cm. Per effetto del sistema di drenaggio, al tempo $t_1 + t_2 = 9.0$ mesi (il rilevato verrà realizzato in 2 fasi) si sarà sviluppato un cedimento totale $w_{95\%} = 36$ cm.

A seguito della rimozione del rilevato e della successiva realizzazione dello scatolare di progetto, il terreno avrà di fatto subito una precarica massima di circa 3 kPa (pari alla differenza dei carichi

applicati con il rilevato e con lo scatolare, al netto degli scarichi dovuto agli scavi necessari a raggiungere i piani di posa). Il valore del cedimento residuo atteso risulta nullo.

3.1.5 Cedimenti secondari

L'aliquota di cedimenti, δ_s , legata ai fenomeni di consolidazione secondaria di natura viscosa ("creep") è stata valutata secondo il seguente criterio:

$$\delta_s = c_\alpha H_0 \log (t/ t_{100})$$

dove

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria;

H_0 = altezza dello strato compressibile;

t_{100} = tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primario.

Per le argille compressibili dell'unità UG1, nelle quali è stata rinvenuta la presenza di sostanza organica, è stato assunto un coefficiente di consolidazione secondaria $c_\alpha = 0.02$.

Considerando quindi una vita utile dell'opera pari a 50 anni ed un tempo $t_{100} = 230$ anni, per uno spessore massimo dello strato compressibile $H_0 = 15$ m, si ottiene un valore del cedimento secondario $\delta_s = 4.0$ cm.

3.1.6 Cedimenti totali

Nel tratto in esame, in ragione degli interventi previsti, si attendono cedimenti residui complessivi dell'opera nel corso della sua vita utile, non superiori a 5.0 cm, nel rispetto quindi dei limiti indicati dal Capitolato ANAS.

In corrispondenza della sezione della spalla 1 del viadotto, per il concio O sono stati previsti pali di fondazione che, seppure non dimensionati nei confronti dei carichi assiali, hanno la finalità di impedire lo sviluppo di cedimenti assoluti e quindi azzerare i cedimenti differenziali rispetto alla struttura della spalla, anche questa fondata su pali. Gli eventuali cedimenti differenziali tra i vari conci saranno comunque compensati dai giunti previsti per la struttura in elevazione.

4 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE (SLU)

Con riferimento alle prescrizioni delle NTC2018, le verifiche di tipo SLU nei confronti del meccanismo di collasso per carico limite sono state condotte nel rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e R_d indica il valore di progetto delle resistenze.

Le azioni di progetto, E_d , o, altresì, gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali γ_F i valori specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.I delle NTC2018):

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

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

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

Figura 5: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni (NTC2018).

Le resistenze di progetto, R_d , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali γ_M specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.II delle NTC2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R , specifici per ciascun tipo di opera e verifica.

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

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

Figura 6: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (NTC2018).

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

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

Figura 7: Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche delle fondazioni superficiali (NTC2018).

Le verifiche devono essere condotte utilizzando l'approccio A1 + M1 + R3.

Nel caso specifico delle strutture scatolari, risultando praticamente assenti le azioni orizzontali, le verifiche nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento sul piano di posa non sono state effettuate.

Di seguito si riportano le verifiche condotte per il concio di tipo N (con riferimento alla sez.98), risultate le più gravose, in ragione delle condizioni stratigrafiche e delle azioni in fondazione.

2.1 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

Nella tabella seguente sono riportati i valori caratteristici delle sollecitazioni verticali (risultano praticamente nulle le azioni orizzontali ed i momenti) determinate alla quota di intradosso della fondazione del singolo concio, determinate per un tratto di lunghezza $L = 24$ m.

Tabella 7: Sez.98bis – Azioni in fondazione (valori caratteristici)

combinazione	Azioni normali al centro della fondazione (con riferimento al concio di tipo N alla sez.98)			
	per l'intero concio (L = 24 m)			
	$N_{G,k}$ [kN]	$N_{Q,k}$ [kN]	$M_{trav,k}$ [kNm]	$M_{long,k}$ [kNm]
<u>STATO LIMITE ULTIMO</u>	4506	43155	6459	26880

2.2 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

Nella tabella seguente è riportata la stratigrafia di calcolo. Le profondità sono definite a partire dal piano campagna. I calcoli sono stati effettuati considerando il piano di fondazione ubicato a 1.5 m dalla quota media del piano campagna.

La quota di falda è stata considerata a 0.0 m slm, ovvero a 3.5 m dal piano campagna.

Tabella 8: Sez.98bis - modello geotecnico di calcolo.

Scatolare	z [m da p.c.]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c _u [kPa]
Sez. 98	0 ÷ 3.5	UG0	18.5	0	35	-
	> 3.5	UG1	17	0	24	34*

*Il valore della resistenza non drenata c_u è ottenuto considerando l'incremento di resistenza che si ottiene al termine del processo di consolidazione indotto in fase di precarica: considerando che il carico applicato in fase di precarico sia $\Delta\sigma = 48$ kPa, per il terreno in corrispondenza dell'impronta dello scatolare si otterrebbe un incremento di resistenza pari a $0.24 \times \Delta\sigma \cong 10$ kPa.

4.1.1 Verifica con parametri definiti in tensioni totali

La verifica più gravosa è quella in tensioni totali, eseguita considerando che il meccanismo di rottura si sviluppi integralmente all'interno del terreno costituito dall'unità geotecnica UG1 e considerando per tale unità i parametri di resistenza definiti in tensioni totali. La presenza dello strato superficiale di riporti (UG2) è comunque considerata nel calcolo, in termini di sovraccarico ed assumendo che il carico in fondazione venga trasferito alla sottostante formazione UG1 secondo un angolo pari all'angolo di attrito di UG0: l'impronta di carico (nella sola direzione trasversale), risulta aumentata di una quantità pari a $2 \times D \times \tan(\phi')$, essendo D la distanza tra il piano di fondazione ed il tetto dell'unità UG1 (cfr. figura seguente).

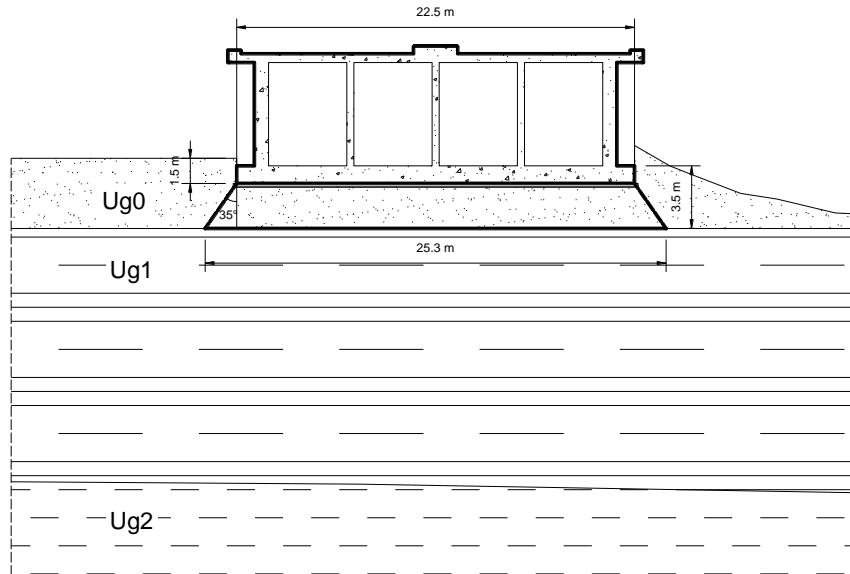


Tabella 9: V01 – Scatolare di approccio alla Spalla 1 – Schema di trasferimento del carico per la verifica di capacità portante.

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle grandezze che sintetizzano le verifiche di capacità portante della fondazione diretta del concio di tipo N (sez.98). Le verifiche sono state condotte sia considerando lo schema di fondazione rettangolare e sia lo schema di fondazione nastriforme.

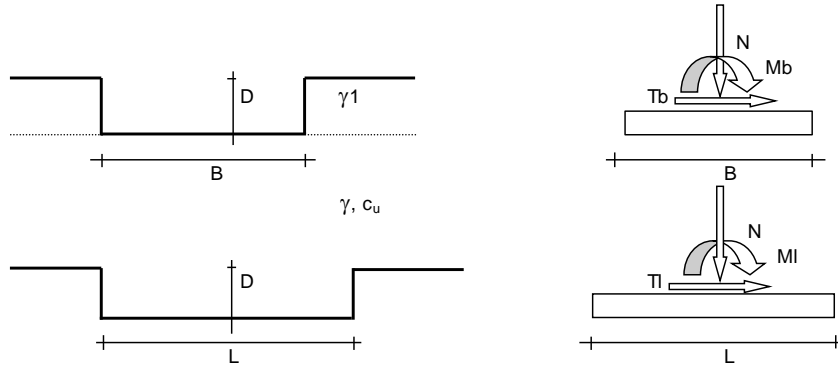
In tabella, $N_{Q,d}$, $N_{G,d}$, $M_{trasv,d}$, $M_{long,d}$ e q_d rappresentano rispettivamente i valori di progetto dell'azione permanente, delle azioni accidentali e del corrispondente carico agenti al piano di fondazione (al tetto della formazione UG1); q_{lim} rappresenta il carico limite unitario ovvero il valore caratteristico della resistenza unitaria della fondazione. I dettagli del calcolo della capacità portante sono riportati in appendice A.

Tabella 10: Sez.98 (Conci E+N) – Sintesi verifica capacità portante in tensioni totali.

Azioni in fondazione (valori di progetto)					Resistenza		VERIFICA
Schema fondazione	$N_{G,d}$ [kN]	$N_{Q,d}$ [kN]	$M_{trasv,d}$ [kNm]	$M_{long,d}$ [kNm]	q_d [kPa]	q_{lim} [kPa]	q_{lim} / q_d [-]
1 - rettangolare	56102	6759	9688.5	40320	112.1	284	2.54
2 - nastriforme	2338	282	404	1680	106.1	329.9	3.11

Risultando $q_{lim} / q_d > 2.3$ ($= \gamma_R =$ fattore parziale di sicurezza) la verifica risulta soddisfatta.

ALLEGATO A - CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE DIRETTA DELLO SCATOLARE
 1_ Concio N - Schema fondazione rettangolare del singolo concio di lunghezza $L = 24$ m



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

$B = 25.00$ (m)
 $L = 24.00$ (m)
 $D = 3.50$ (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	56102.00	6759.00	62861.00
Mb [kNm]	0.00	9688.50	9688.50
MI [kNm]	0.00	40320.00	40320.00
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18.50$ (kN/mc)
 $\gamma = 17.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 34.00$ (kN/mq)
 $e_B = 0.15$ (m)
 $e_L = 0.64$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 34.00$ (kN/mq)
 $B^* = 24.69$ (m)
 $L^* = 22.72$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 64.75 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.18$$

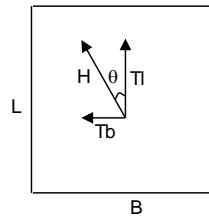
ic : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.52$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.48$$

$$\theta = \arctg(Tb/Tl) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.52$$



(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^*L^* c_u^*Nc))$$

$$i_c = 1.00$$

dc : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.06$$

bc : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

gc : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 284.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

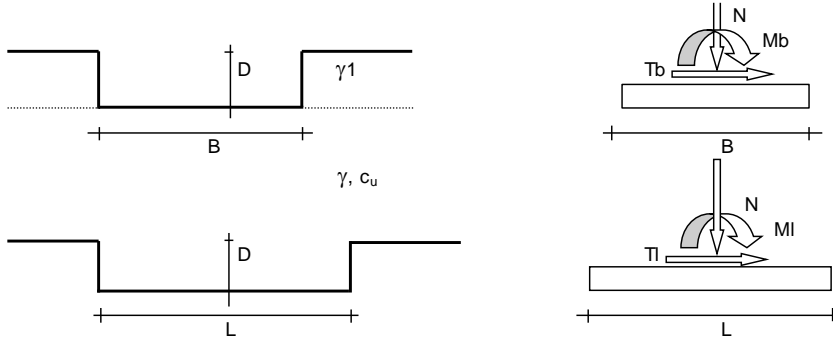
$$q = 112.07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 284.42 \geq q = 112.07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$FS = q_{lim} / q = Rk / Fd = 2.54$

2_ Concio N - Schema fondazione nastriforme



(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

B = 25.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 3.50 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	2338.00	282.00	2620.00
Mb [kNm]	0.00	404.00	404.00
MI [kNm]	0.00	1680.00	1680.00
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

$\gamma_1 = 18.50$ (kN/mc)
 $\gamma = 17.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 34.00$ (kN/mq)
 $e_B = 0.15$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 34.00$ (kN/mq)
 $B^* = 24.69$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 64.75 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.00$$

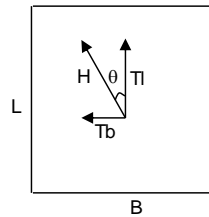
ic : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

$$\theta = \arctg(Tb/Tl) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$



(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^*L^* c_u^*Nc))$$

$$i_c = 1.00$$

dc : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.52$$

bc : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

gc : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 329.86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 106.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 329.86 \geq q = 106.11 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$FS = q_{lim} / q = Rk / Fd = 3.11$
