

CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

<p>I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti</p>
<p>COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI</p>	

08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Sovrapasso ferroviario Direzione Tang. Ovest di Maglie Nord

ST27 - al km 0+400 fuori asse

Relazione di calcolo geotecnica

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>L0503A D 1701</p>	<p>NOME FILE</p> <p>T00_ST27_GET_RE01_B.pdf</p> <p>CODICE ELAB. T00 ST27 GET RE01</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA:</p> <p>1:100</p>
<p>B</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> <p><i>Gennaio 2019</i> Ing. C. Beltrami</p>		
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p> <p><i>Giugno 2018</i> Ing. C. Beltrami</p>		
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO VERIFICATO APPROVATO</p>

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	3
2.1 Normative e standard	3
2.2 Software di calcolo	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	5
4. COMBINAZIONI DI CARICO	6
4.1 Combinazioni di carico Spalle	8
5. RISULTATI E VERIFICHE	9
5.1 Reazioni di base SA	9
5.2 Reazioni di base SB	9
5.3 Reazioni di base P1	10
5.4 Reazioni di base P2	10
5.5 Verifica SA	11
5.6 Verifica SB	13
5.7 Verifica P1	15
5.8 Verifica P2	17
6. PARATIA A SOSTEGNO SCAVI DI FONDAZIONE	19

1. PREMESSA

Nel presente elaborato sono riportati i criteri progettuali seguiti per il dimensionamento delle strutture del cavalcavia CV07 sulla SS 275 Maglie – Santa Maria di Leuca. In particolare si riportano le verifiche geotecniche per le fondazioni superficiali delle sottostrutture dell'opera in oggetto. Le sottostrutture sono costituite:

- 1- SA: spalla mobile a rilevato passante
 - Larghezza zattera di fondazione 500 cm
 - Lunghezza zattera di fondazione 1400 cm
 - Altezza zattera di fondazione 120 cm

- 2- P1: pila mobile
 - Larghezza zattera di fondazione 400 cm
 - Lunghezza zattera di fondazione 1080 cm
 - Altezza zattera di fondazione 120 cm

- 3- P2: pila mobile
 - Larghezza zattera di fondazione 400 cm
 - Lunghezza zattera di fondazione 1080 cm
 - Altezza zattera di fondazione 120 cm

- 4- SB: spalla fissa a rilevato passante
 - Larghezza zattera di fondazione 500 cm
 - Lunghezza zattera di fondazione 1400 cm
 - Altezza zattera di fondazione 120 cm

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	D.M. 17/01/2018, n.8	Norme Tecniche per le costruzioni
[2]	Circ. Min. 2 febbraio 2009, n.617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[3]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[4]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

- [20] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

2.2 Software di calcolo

- [1] SAP2000, Ver. 20.1.0 Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza.
sviluppato dalla società Computers and Structures, Inc. (1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA)

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Unità geotecniche



Unità geotecnica T1a

R = Terreno di riporto / deposito antropico



Unità geotecnica T1b

Cop = Coperture eluviali e colluviali / limi sabbiosi



Unità geotecnica T2a

S/SI = Sabbie e sabbie limose con frammenti calcarenitici



Unità geotecnica T2b

Las = Limi argilloso sabbiosi con frammenti lapidei

Unità geotecnica R1



SAL = Calcareniti del Salento

ANR = Calcareniti di Andrano

PLE = Pietra Leccese

Grado di alterazione delle calcareniti



Calcareniti molto alterate / cementazione scarsa o nulla [A]



Calcareniti mediamente alterate / cementazione discontinua [MA]



Calcareniti da poco a non alterate / cementazione buona [NA]

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI					
UNITA' GEOTECNICA	PESO DI VOLUME γ [KN/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE qc [Mpa]	PARAMETRI DI RESISTENZA		PARAMETRI DI DEFORMABILITA'
			COESIONE c' [Kpa]	ANGOLO DI ATTRITO ϕ [°]	MODULO DI DEFORMABILITA' E (Mpa)
T1a	19 - 20	-	10	20	10 - 20
T1b	19	-	1 - 10	28 - 32	10 - 20
T2a	19 - 20	-	1 - 10	28 - 32	10 - 20
T2b	19	-	5 - 15	25 - 28	10
R1 [A]	20	-	1 - 10	29 - 33	10 - 20
R1 [MA]	20	3,5 - 9,5	160 - 475	29 - 31	150 - 600
R1 [NA]	22	23	1350	34	2500

Dallo studio dei profili geomeccanici si evince un'unità geotecnica di tipo R1[A]

4. COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche sono effettuate secondo l'approccio 2 in conformità al paragrafo §6.4.2.1 delle NTC18.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Figura 4-1: Stralcio §6.4.2.1 NTC18

In accordo con l'approccio utilizzato si utilizzano per le condizioni SLU:

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_{Qk}	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_{Gk}

Figura 4-2: Stralcio §6.2.4.1.1 NTC18

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

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

Figura 4-3: Stralcio §6.2.4.1.2 NTC18

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 4-4: Stralcio §6.4.2.1 NTC18

In accordo con l'approccio utilizzato si utilizzano per le condizioni SLV:

7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II. In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo, il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione. Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera. Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Figura 4-5: Stralcio §7.11.5.3.1 NTC18

4.1 Combinazioni di carico Spalle

COND. CARICO ELEM.	ENV_SLE_R					ENV_SLE_F			ENV_SLU_STR				
	SLE_CARATTERISTICHE (RARE)					SLE_FREQ. - Q. PERM.			SLU_STR				
	SLE_R_P	SLE_R_VC	SLE_R_1	SLE_R_2a	SLE_R_2b	SLE_F_P	SLE_F_VC	SLE_F_1	SLU_P	SLU_VC	SLU_1	SLU_2a	SLU_2b
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Q1-MOBILI-KK			1.00							1.35			
Q1-MOBILI-FQ		1.00		1.00	1.00		1.00			1.35		1.35	1.35
Q3-FRENATURA				1.00								1.35	
Q4-CENTRIFUGA					1.00								1.35
Q5-VENTO-C		1.00	0.60	0.60	0.60		0.20			1.50	0.90	0.90	0.90
Q7-ATTRITO-P	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Q6-SISMA_L													
Q6-SISMA_T													
Q6-SISMA_V													
G1-PESO_SPALLA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
G3-SPINTA_TERRA_STA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Q1-SPINTA_MOBILI		1.00	1.00	1.00	1.00		1.00			1.35	1.35	1.35	1.35
Q3-FRENATURA_PARA				1.00									1.35
G3-SPINTA_TERRA_SIS													
Q6-SOVRASPINTA_L													
Q6-INERZIA_MASSE_L													
Q6-INERZIA_MASSE_TP													
Q6-INERZIA_MASSE_TN													
Q6-INERZIA_MASSE_V													

COND. CARICO ELEM.	ENV_SLU_SIS						ENV_SLU_GEO					EQU		
	SLV SISMICA						SLU_GEO					EQU		
	SLU_SL1	SLU_SL2	SLU_ST1	SLU_ST2	SLU_V1	SLU_V2	SLU_G_P	SLU_G_VC	SLU_G_1	SLU_G_2a	SLU_G_2b	EQU_1	EQU_2	EQU_3
G1-IMPALCATO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G2-PERMANENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50			0.9
E1-DISTORSIONI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			
E2-RITIRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
E4-CEDIMENTI	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20			
Q1-MOBILI-KK								1.35						1.35
Q1-MOBILI-FQ								1.35		1.35	1.35			
Q3-FRENATURA										1.35				1.35
Q4-CENTRIFUGA														1.15
Q5-VENTO-C								1.50	0.90	0.90	0.90	1.5	1.5	
Q7-ATTRITO-P							1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.5	1.5	
Q6-SISMA_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-SISMA_T	0.30	-0.30	1.00	-1.00	0.30	-0.30								
Q6-SISMA_V	0.30	0.30	0.30	0.30	1.00	1.00								
G1-PESO_SPALLA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G1-PESO_RINTERRO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			0.9
G3-SPINTA_TERRA_STA							1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.1	1.1	
Q1-SPINTA_MOBILI								1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	
Q3-FRENATURA_PARA										1.35		1.35	1.35	
G3-SPINTA_TERRA_SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00								
Q6-SOVRASPINTA_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_L	1.00	1.00	0.30	0.30	0.30	0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_TP	0.30		1.00		0.30									
Q6-INERZIA_MASSE_TN		0.30		1.00		0.30								
Q6-INERZIA_MASSE_V	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00								

5. RISULTATI E VERIFICHE

Si riportano di seguito i risultati ottenuti con i modelli numerici descritti nell'elaborato "T00 CV03 STR RE01 A".

La risultante delle reazioni di base è posta nel baricentro dello spiccato della fondazione; le coordinate del baricentro della fondazione (GlobalX, GlobalY, GlobalZ) sono espresse nel sistema di riferimento adottato nel modello numerico.

5.1 Reazioni di base SA

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SLU_SL1	Combinator	2021.338	-491.215	17346.695	-1470.02	6658.83	-1067.23	3.06	-0.59	-9.98
SLU_SL2	Combinator	2021.338	-384.771	17289.383	-129.25	6250.551	-644.292	3.06	-0.59	-9.98
SLU_ST1	Combinator	1350.828	-677.354	17381.493	-1695.28	4596.994	-1648.26	3.06	-0.59	-9.98
SLU_ST2	Combinator	1350.828	-322.54	17190.454	2773.947	3236.063	-238.473	3.06	-0.59	-9.98
SLU_V1	Combinator	1350.828	-524.741	17883.559	-353.069	4185.055	-796.874	3.06	-0.59	-9.98
SLU_V2	Combinator	1350.828	-418.296	17826.247	987.6994	3776.776	-373.936	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_P	Combinator	2179.389	-1433.904	23053.169	3870.707	4999.582	-1338.38	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_VC	Combinator	2645.14	-1633.194	24183.064	4454.948	8514.934	-2328.54	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_1	Combinator	2645.14	-1681.588	24683.736	5046.293	8899.742	-2304.85	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_2a	Combinator	2645.14	-1685.425	24174.857	4980.174	8425.017	-2302.98	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_2b	Combinator	2645.14	-1686.245	24171.291	4987.707	8420.48	-2302.57	3.06	-0.59	-9.98
SLU_G_G1	Combinator	2621.277	-1788.786	16581.058	5273.066	6347.299	-2238.3	3.06	-0.59	-9.98

5.2 Reazioni di base SB

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SLU_SL1	Combinator	4027.928	-578.505	19541.89	-2860.93	25941.9	516.8521	2.9	-0.73	-11.48
SLU_SL2	Combinator	3982.254	-514.391	19482.557	-732.928	24989.58	58.9778	2.9	-0.73	-11.48
SLU_ST1	Combinator	2148.426	-697.793	19537.803	-3810.63	11743.28	1643.764	2.9	-0.73	-11.48
SLU_ST2	Combinator	1996.18	-484.082	19340.026	3282.717	8568.884	117.5164	2.9	-0.73	-11.48
SLU_V1	Combinator	2196.355	-594.976	20106.098	-1566.27	11640.24	1510.581	2.9	-0.73	-11.48
SLU_V2	Combinator	2150.681	-530.863	20046.765	561.733	10687.92	1052.707	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_P	Combinator	2564.059	-1716.878	25895.548	3939.036	6903.642	903.2877	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_VC	Combinator	3037.379	-1897.835	27033.341	4017.287	11112.8	-32.6816	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_1	Combinator	3037.379	-1969.062	27530.855	4674.522	11699	3.5817	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_2a	Combinator	3705.629	-1972.451	27075.442	4886.478	17823.74	-598.288	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_2b	Combinator	3037.379	-1978.922	27018.41	4939.937	10988.96	-126.261	2.9	-0.73	-11.48
SLU_G_G1	Combinator	2890.714	-2202.499	18683.284	7005.666	7639.462	-3142.4	2.9	-0.73	-11.48

5.3 Reazioni di base P1

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SLU_SL1	Combinator	434.531	239.514	7167.891	-3588.44	2599.315	66.2549	0	0	-1.2
SLU_SL2	Combinator	423.842	230.485	7049.619	-3414.16	2531.331	45.4162	0	0	-1.2
SLU_ST1	Combinator	586.38	474.811	7149.889	-5836.72	4832.75	81.6406	0	0	-1.2
SLU_ST2	Combinator	575.691	465.781	7031.617	-5662.43	4764.766	60.8019	0	0	-1.2
SLU_V1	Combinator	266.419	191.91	7235.671	-3181.37	2068.301	72.3378	0	0	-1.2
SLU_V2	Combinator	230.788	161.813	6841.432	-2600.42	1841.688	2.8755	0	0	-1.2
SLU_G_P	Combinator	35.703	32.533	9606.354	-1984.9	618.8924	19.4398	0	0	-1.2
SLU_G_VC	Combinator	130.103	118.551	10999.964	-3833.73	1619.5	61.3992	0	0	-1.2
SLU_G_1	Combinator	98.165	89.448	11852.838	-3914.4	1408.401	47.2848	0	0	-1.2
SLU_G_2a	Combinator	97.904	89.21	10997.58	-3398.05	1328.776	71.1505	0	0	-1.2
SLU_G_2b	Combinator	94.733	86.322	10994.6	-3341.38	1309.238	58.865	0	0	-1.2

5.4 Reazioni di base P2

TABLE: Base Reactions										
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m
SLU_SL1	Combinator	440.284	237.152	7516.861	-4084.67	2622.243	221.751	0	0	-1.2
SLU_SL2	Combinator	429.879	228.323	7398.655	-3907.65	2557.064	200.9228	0	0	-1.2
SLU_ST1	Combinator	560.199	434.736	7330.492	-5611.31	4674.432	209.7281	0	0	-1.2
SLU_ST2	Combinator	549.795	425.907	7212.286	-5434.29	4609.253	188.8998	0	0	-1.2
SLU_V1	Combinator	260.295	180.918	7414.044	-3345.81	2028.132	210.3678	0	0	-1.2
SLU_V2	Combinator	225.614	151.488	7020.024	-2755.76	1810.87	140.9402	0	0	-1.2
SLU_G_P	Combinator	33.58	30.598	9745.387	-2205.09	606.4787	215.3428	0	0	-1.2
SLU_G_VC	Combinator	118.158	107.666	11151.872	-4963.88	1382.039	278.1612	0	0	-1.2
SLU_G_1	Combinator	87.411	79.649	12003.41	-5898.45	1139.644	371.5429	0	0	-1.2
SLU_G_2a	Combinator	93.825	85.494	11199.796	-4667.89	1147.901	280.2554	0	0	-1.2
SLU_G_2b	Combinator	85.266	77.695	11143.349	-4490.2	1086.071	276.5216	0	0	-1.2

5.5 Verifica SA

Tabulato delle verifiche portanza e scorrimento - EC7

Comb.	Hx	Hy	V	R/A'd	q _d	ratio	R _d	H _d	ratio
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
SLU_SL1	2021	-491	17347	1336	296	0.22	9105	2080	0.23
SLU_SL2	2021	-385	17289	1343	289	0.22	9075	2058	0.23
SLU_ST1	1351	-677	17381	1419	282	0.20	9123	1511	0.17
SLU_ST2	1351	-323	17190	1456	272	0.19	9023	1389	0.15
SLU_V1	1351	-525	17884	1440	283	0.20	9386	1449	0.15
SLU_V2	1351	-418	17826	1451	280	0.19	9356	1414	0.15
SLU_G_P	2179	-1434	23053	1357	369	0.27	12100	2609	0.22
SLU_G_VC	2645	-1633	24183	1300	413	0.32	12693	3109	0.24
SLU_G_1	2645	-1682	24684	1302	424	0.33	12956	3134	0.24
SLU_G_2a	2645	-1685	24175	1298	413	0.32	12689	3136	0.25
SLU_G_2b	2645	-1686	24171	1297	413	0.32	12687	3137	0.25
SLU_G_G1	2621	-1789	16581	1161	293	0.25	8703	3173	0.36

RESISTENZA SCORRIMENTO (UNI EN 1997-1:2005 - §6.5.3) - Condizioni Drenate

(2)P Si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (6.2)$$

(8)P In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, R_d , si deve calcolare applicando coefficienti o alle proprietà del sottosuolo o alla resistenza del sottosuolo, come segue;

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (6.3a)$$

oppure

$$R_d = (V'_d \tan \delta'_k) / \gamma_{R,h} \quad (6.3b)$$

Nei procedimenti progettuali dove vengono applicati coefficienti agli effetti delle azioni, il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) è pari a 1,0, e nell'equazione (6.3b) $V'_d = V'_k$.

(10) L'angolo di attrito di progetto δ'_d può essere considerato pari al valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio allo stato critico in termini di sforzi efficaci, $\phi'_{cv;d}$, per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera, e uguale a $2/3 \phi'_{cv;d}$ per fondazioni prefabbricate prive di rugosità. Si raccomanda di trascurare eventuali valori di coesione efficace c' .

angolo di attrito	$\phi' =$	30	[°]
coesione drenata	$c' =$	0	[kPa]
carico verticale	$V =$	24684	[kN]
carico orizzontale direzione B'	$H_x =$	2645	[kN]
carico orizzontale direzione L'	$H_y =$	1682	[kN]
Capacità scorrimento:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R =$	1.1
		$R_d =$	12956 [kN]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_G_1	$H_d =$	3134 [kPA]

RESISTENZA PORTANTE (UNI EN 1997-1:2005 - APPENDICE D) - Condizioni Drenate

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad \text{se } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 + \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{se H agisce in direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{se H agisce in direzione di L'}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se H agisce in una direzione che forma l'angolo } \theta \text{ con la direzione di L'}$$

fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare
 fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare

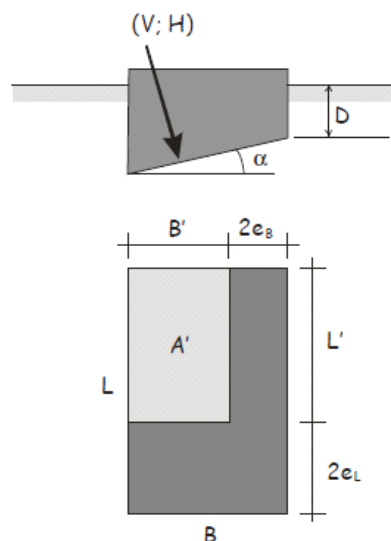


Fig. 6.4 – Schema di fondazione superficiale

peso di volume terreno		$\gamma = 20$	[kN/m ³]
angolo di attrito		$\phi' = 30$	[°]
coesione drenata		$c' = 10$	[kPa]
pressione verticale efficace livello base fondazione		$q' = 120.0$	[kPa]
carico verticale		$V = 24684$	[kN]
carico orizzontale direzione B'		$H_x = 2645$	[kN]
carico orizzontale direzione L'		$H_y = 1682$	[kN]
momento intorno asse B'		$M_{B'x} = 5046$	[kN]
momento intorno asse L'		$M_{L'y} = 8900$	[kN]
carico orizzontale risultante		$H = 3134$	[kN]
eccentricità direzione B'		$e_{Bx} = 0.36$	[m]
eccentricità direzione L'		$e_{Ly} = 0.20$	[m]
larghezza della fondazione		$B = 5$	[m]
lunghezza della fondazione		$L = 14$	[m]
larghezza della fondazione equivalente		$B' = 4.28$	[m]
lunghezza della fondazione equivalente		$L' = 13.59$	[m]
approfondimento della fondazione		$D = 6.00$	[m]
inclinazione della fondazione		$\alpha = 0.00$	[°]
fattori di capacità portante		$N_c = 30.14$	
		$N_\gamma = 20.09$	
		$N_q = 18.40$	
fattori di forma		$s_c = 1.17$	
		$s_\gamma = 0.91$	
		$s_q = 1.16$	
fattori di inclinazione del carico	$\theta = 0.57$	$m_B = 1.76$	$i_c = 0.83$
		$m_L = 1.24$	$i_\gamma = 0.73$
		$m = 1.39$	$i_q = 0.83$
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c = 1.00$	
		$b_\gamma = 1.00$	
		$b_q = 1.00$	
Capacità portante:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R = 2.3$	
		$R/A'_d = 1302$	[kPA]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_G_1	$q_d = 424$	[kPA]

5.6 Verifica SB

Tabulato delle verifiche portanza e scorrimento - EC7

Comb.	H _x	H _y	V	R/A' _d	q _d	ratio	R _d	H _d	ratio
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
SLU_SL1	4028	-579	19542	1029	608	0.59	10257	4069	0.40
SLU_SL2	3982	-514	19483	1039	575	0.55	10226	4015	0.39
SLU_ST1	2148	-698	19538	1304	378	0.29	10255	2259	0.22
SLU_ST2	1996	-484	19340	1354	344	0.25	10151	2054	0.20
SLU_V1	2196	-595	20106	1313	378	0.29	10553	2276	0.22
SLU_V2	2151	-531	20047	1327	365	0.28	10522	2215	0.21
SLU_G_P	2564	-1717	25896	1332	423	0.32	13592	3086	0.23
SLU_G_VC	3037	-1898	27033	1280	472	0.37	14189	3582	0.25
SLU_G_1	3037	-1969	27531	1278	486	0.38	14450	3620	0.25
SLU_G_2a	3706	-1972	27075	1197	539	0.45	14211	4198	0.30
SLU_G_2b	3037	-1979	27018	1275	473	0.37	14181	3625	0.26
SLU_G_G1	2891	-2202	18683	1142	337	0.30	9806	3634	0.37

RESISTENZA SCORRIMENTO (UNI EN 1997-1:2005 - §6.5.3) - Condizioni Drenate

(2)P Si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (6.2)$$

(8)P In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, R_d , si deve calcolare applicando coefficienti o alle proprietà del sottosuolo o alla resistenza del sottosuolo, come segue;

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (6.3a)$$

oppure

$$R_d = (V'_d \tan \delta'_k) / \gamma_{R,h} \quad (6.3b)$$

Nei procedimenti progettuali dove vengono applicati coefficienti agli effetti delle azioni, il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) è pari a 1,0, e nell'equazione (6.3b) $V'_d = V'_k$.

(10) L'angolo di attrito di progetto δ'_d può essere considerato pari al valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio allo stato critico in termini di sforzi efficaci, $\phi'_{cv,d}$, per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera, e uguale a $2/3 \phi'_{cv,d}$ per fondazioni prefabbricate prive di rugosità. Si raccomanda di trascurare eventuali valori di coesione efficace c' .

angolo di attrito	$\phi' =$	30	[°]
coesione drenata	$c' =$	0	[kPa]
carico verticale	$V =$	19542	[kN]
carico orizzontale direzione B'	$H_x =$	4028	[kN]
carico orizzontale direzione L'	$H_y =$	579	[kN]
Capacità scorrimento:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R =$	1.1
		$R_d =$	10257 [kN]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_SL1	$H_d =$	4069 [kPa]

RESISTENZA PORTANTE (UNI EN 1997-1:2005 - APPENDICE D) - Condizioni Drenate

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad \text{se } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 + \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{se H agisce in direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{se H agisce in direzione di L'}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se H agisce in una direzione che forma l'angolo } \theta \text{ con la direzione di L'}$$

fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare
 fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare

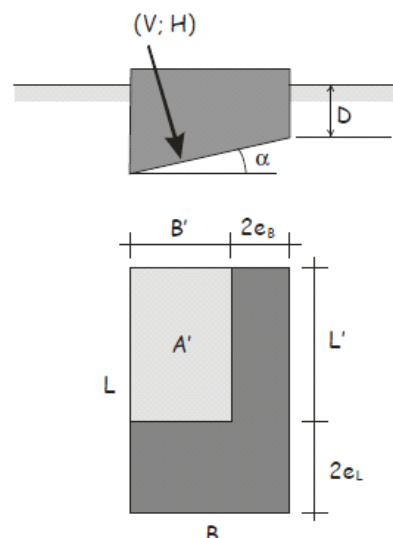


Fig. 6.4 – Schema di fondazione superficiale

peso di volume terreno		$\gamma = 20$	[kN/m ³]
angolo di attrito		$\phi' = 30$	[°]
coesione drenata		$c' = 10$	[kPa]
pressione verticale efficace livello base fondazione		$q' = 120.0$	[kPa]
carico verticale		$V = 19542$	[kN]
carico orizzontale direzione B'		$H_x = 4028$	[kN]
carico orizzontale direzione L'		$H_y = 579$	[kN]
momento intorno asse B'		$M_{B'x} = 2861$	[kN]
momento intorno asse L'		$M_{L'y} = 25942$	[kN]
carico orizzontale risultante		$H = 4069$	[kN]
eccentricità direzione B'		$e_{Bx} = 1.33$	[m]
eccentricità direzione L'		$e_{Ly} = 0.15$	[m]
larghezza della fondazione		$B = 5$	[m]
lunghezza della fondazione		$L = 14$	[m]
larghezza della fondazione equivalente		$B' = 2.34$	[m]
lunghezza della fondazione equivalente		$L' = 13.71$	[m]
approfondimento della fondazione		$D = 6.00$	[m]
inclinazione della fondazione		$\alpha = 0.00$	[°]
fattori di capacità portante		$N_c = 30.14$	
		$N_\gamma = 20.09$	
		$N_q = 18.40$	
fattori di forma		$s_c = 1.09$	
		$s_\gamma = 0.95$	
		$s_q = 1.09$	
fattori di inclinazione del carico	$\theta = 0.14$	$m_B = 1.85$	$i_c = 0.76$
		$m_L = 1.15$	$i_\gamma = 0.61$
		$m = 1.16$	$i_q = 0.77$
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c = 1.00$	
		$b_\gamma = 1.00$	
		$b_q = 1.00$	
Capacità portante:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R = 2.3$	
		$R/A'_d = 1029$	[kPA]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_SL1	$q_d = 608$	[kPA]

5.7 Verifica P1

Tabulato delle verifiche portanza e scorrimento - EC7

Comb.	Hx	Hy	V	R/A'_d	q_d	ratio	R_d	H_d	ratio
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
SLU_SL1	435	240	7168	616	223	0.36	3762	496	0.13
SLU_SL2	424	230	7050	617	218	0.35	3700	482	0.13
SLU_ST1	586	475	7150	528	295	0.56	3753	755	0.20
SLU_ST2	576	466	7032	528	289	0.55	3691	741	0.20
SLU_V1	266	192	7236	652	213	0.33	3798	328	0.09
SLU_V2	231	162	6841	660	197	0.30	3591	282	0.08
SLU_G_P	36	33	9606	735	239	0.32	5042	48	0.01
SLU_G_VC	130	119	11000	708	294	0.42	5773	176	0.03
SLU_G_1	98	89	11853	719	311	0.43	6221	133	0.02
SLU_G_2a	98	89	10998	717	287	0.40	5772	132	0.02
SLU_G_2b	95	86	10995	718	287	0.40	5771	128	0.02

RESISTENZA SCORRIMENTO (UNI EN 1997-1:2005 - §6.5.3) - Condizioni Drenate

(2)P Si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (6.2)$$

(8)P In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, R_d , si deve calcolare applicando coefficienti o alle proprietà del sottosuolo o alla resistenza del sottosuolo, come segue;

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (6.3a)$$

oppure

$$R_d = (V'_d \tan \delta'_k) / \gamma_{R,h} \quad (6.3b)$$

Nei procedimenti progettuali dove vengono applicati coefficienti agli effetti delle azioni, il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) è pari a 1,0, e nell'equazione (6.3b) $V'_d = V'_k$.

(10) L'angolo di attrito di progetto δ'_d può essere considerato pari al valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio allo stato critico in termini di sforzi efficaci, $\varphi'_{cv;d}$, per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera, e uguale a $2/3 \varphi'_{cv;d}$ per fondazioni prefabbricate prive di rugosità. Si raccomanda di trascurare eventuali valori di coesione efficace c' .

angolo di attrito	$\varphi' =$	30	[°]
coesione drenata	$c' =$	0	[kPa]
carico verticale	$V =$	7150	[kN]
carico orizzontale direzione B'	$H_x =$	586	[kN]
carico orizzontale direzione L'	$H_y =$	475	[kN]
Capacità scorrimento:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R =$	1.1
		$R_d =$	3753 [kN]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_ST1	$H_d =$	755 [kPa]

RESISTENZA PORTANTE (UNI EN 1997-1:2005 - APPENDICE D) - Condizioni Drenate

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad \text{se } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 + \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{se H agisce in direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{se H agisce in direzione di L'}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se H agisce in una direzione che forma l'angolo } \theta \text{ con la direzione di L'}$$

fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare
 fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare

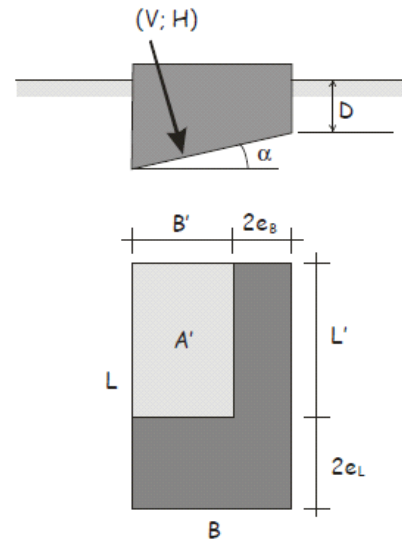


Fig. 6.4 – Schema di fondazione superficiale

peso di volume terreno		$\gamma = 20$	[kN/m ³]
angolo di attrito		$\phi' = 30$	[°]
coesione drenata		$c' = 10$	[kPa]
pressione verticale efficace livello base fondazione		$q' = 30.0$	[kPa]
carico verticale		$V = 7150$	[kN]
carico orizzontale direzione B'		$H_x = 586$	[kN]
carico orizzontale direzione L'		$H_y = 475$	[kN]
momento intorno asse B'		$M_{B'x} = 5837$	[kN]
momento intorno asse L'		$M_{L'y} = 4833$	[kN]
carico orizzontale risultante		$H = 755$	[kN]
eccentricità direzione B'		$e_{Bx} = 0.68$	[m]
eccentricità direzione L'		$e_{Ly} = 0.82$	[m]
larghezza della fondazione		$B = 4$	[m]
lunghezza della fondazione		$L = 10.8$	[m]
larghezza della fondazione equivalente		$B' = 2.65$	[m]
lunghezza della fondazione equivalente		$L' = 9.17$	[m]
approfondimento della fondazione		$D = 1.50$	[m]
inclinazione della fondazione		$\alpha = 0.00$	[°]
fattori di capacità portante		$N_c = 30.14$	
		$N_\gamma = 20.09$	
		$N_q = 18.40$	
fattori di forma		$s_c = 1.15$	
		$s_\gamma = 0.91$	
		$s_q = 1.14$	
fattori di inclinazione del carico	$\theta = 0.68$	$m_B = 1.78$	$i_c = 0.85$
		$m_L = 1.22$	$i_\gamma = 0.77$
		$m = 1.44$	$i_q = 0.86$
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c = 1.00$	
		$b_\gamma = 1.00$	
		$b_q = 1.00$	
Capacità portante:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R = 2.3$	
		$R/A'_d = 528$	[kPA]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_ST1	$q_d = 295$	[kPA]

5.8 Verifica P2

Tabulato delle verifiche portanza e scorrimento - EC7

Comb.	H _x	H _y	V	R/A' _d	q _d	ratio	R _d	H _d	ratio
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
SLU_SL1	440	237	7517	621	234	0.38	3945	500	0.13
SLU_SL2	430	228	7399	622	229	0.37	3883	487	0.13
SLU_ST1	560	435	7330	543	290	0.53	3848	709	0.18
SLU_ST2	550	426	7212	543	285	0.53	3785	695	0.18
SLU_V1	260	181	7414	657	217	0.33	3891	317	0.08
SLU_V2	226	151	7020	664	201	0.30	3685	272	0.07
SLU_G_P	34	31	9745	736	243	0.33	5115	45	0.01
SLU_G_VC	118	108	11152	715	300	0.42	5853	160	0.03
SLU_G_1	87	80	12003	726	321	0.44	6300	118	0.02
SLU_G_2a	94	85	11200	722	296	0.41	5878	127	0.02
SLU_G_2b	85	78	11143	724	293	0.40	5849	115	0.02

RESISTENZA SCORRIMENTO (UNI EN 1997-1:2005 - §6.5.3) - Condizioni Drenate

(2)P Si deve soddisfare la seguente disuguaglianza:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (6.2)$$

(8)P In condizioni drenate, la resistenza a taglio di progetto, R_d , si deve calcolare applicando coefficienti o alle proprietà del sottosuolo o alla resistenza del sottosuolo, come segue;

$$R_d = V'_d \tan \delta'_d \quad (6.3a)$$

oppure

$$R_d = (V'_d \tan \delta'_k) / \gamma_{R,h} \quad (6.3b)$$

Nei procedimenti progettuali dove vengono applicati coefficienti agli effetti delle azioni, il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) è pari a 1,0, e nell'equazione (6.3b) $V'_d = V'_k$.

(10) L'angolo di attrito di progetto δ'_d può essere considerato pari al valore di progetto dell'angolo di resistenza al taglio allo stato critico in termini di sforzi efficaci, $\phi'_{cv,d}$, per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera, e uguale a $2/3 \phi'_{cv,d}$ per fondazioni prefabbricate prive di rugosità. Si raccomanda di trascurare eventuali valori di coesione efficace c' .

angolo di attrito	$\phi' =$	30	[°]
coesione drenata	$c' =$	0	[kPa]
carico verticale	$V =$	7330	[kN]
carico orizzontale direzione B'	$H_x =$	560	[kN]
carico orizzontale direzione L'	$H_y =$	435	[kN]
Capacità scorrimento:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R =$	1.1
		$R_d =$	3848 [kN]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_ST1	$H_d =$	709 [kPa]

RESISTENZA PORTANTE (UNI EN 1997-1:2005 - APPENDICE D) - Condizioni Drenate

$$R/A' = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

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

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi' \quad \text{se } \delta \geq \phi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi')^2$$

$$s_q = 1 + (B'/L') \cdot \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 + \sin \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot (B'/L')$$

$$s_\gamma = 0.7$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \cdot \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H/(V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

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

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{se H agisce in direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{se H agisce in direzione di L'}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \quad \text{se H agisce in una direzione che forma l'angolo } \theta \text{ con la direzione di L'}$$

fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare
 fondazione rettangolare
 per fondazione quadrata o circolare

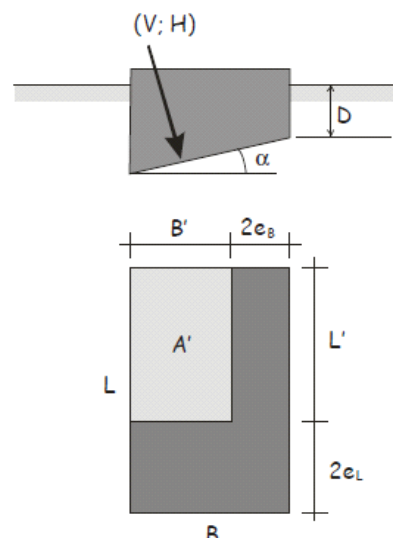


Fig. 6.4 – Schema di fondazione superficiale

peso di volume terreno		$\gamma = 20$	[kN/m ³]
angolo di attrito		$\phi' = 30$	[°]
coesione drenata		$c' = 10$	[kPa]
pressione verticale efficace livello base fondazione		$q' = 30.0$	[kPa]
carico verticale		$V = 7330$	[kN]
carico orizzontale direzione B'		$H_x = 560$	[kN]
carico orizzontale direzione L'		$H_y = 435$	[kN]
momento intorno asse B'		$M_{B'x} = 5611$	[kN]
momento intorno asse L'		$M_{L'y} = 4674$	[kN]
carico orizzontale risultante		$H = 709$	[kN]
eccentricità direzione B'		$e_{Bx} = 0.64$	[m]
eccentricità direzione L'		$e_{Ly} = 0.77$	[m]
larghezza della fondazione		$B = 4$	[m]
lunghezza della fondazione		$L = 10.8$	[m]
larghezza della fondazione equivalente		$B' = 2.72$	[m]
lunghezza della fondazione equivalente		$L' = 9.27$	[m]
approfondimento della fondazione		$D = 1.50$	[m]
inclinazione della fondazione		$\alpha = 0.00$	[°]
fattori di capacità portante		$N_c = 30.14$	
		$N_\gamma = 20.09$	
		$N_q = 18.40$	
fattori di forma		$s_c = 1.16$	
		$s_\gamma = 0.91$	
		$s_q = 1.15$	
fattori di inclinazione del carico	$\theta = 0.66$	$m_B = 1.77$	$i_c = 0.86$
		$m_L = 1.23$	$i_\gamma = 0.79$
		$m = 1.43$	$i_q = 0.87$
fattori di inclinazione della fondazione		$b_c = 1.00$	
		$b_\gamma = 1.00$	
		$b_q = 1.00$	
Capacità portante:	<u>Approccio 2</u>	$\gamma_R = 2.3$	
		$R/A'_d = 543$	[kPA]
Verifica soddisfatta	Comb = SLU_ST1	$q_d = 290$	[kPA]

6. PARATIA A SOSTEGNO SCAVI DI FONDAZIONE

Gli scavi di fondazione per la pila 1 sono ubicati in vicinanza della linea ferroviaria esistente; per limitare l'ingombro degli scavi lato ferrovia, a presidio della stessa, si prevede la realizzazione di una paratia in micropali, collegati in testa da un cordolo in calcestruzzo armato.

Le caratteristiche dei micropali sono:

$\varnothing_{\text{perf}} = 250 \text{ mm}$ diametro di perforazione

$L = 6 \text{ m}$ lunghezza

$i = 50 \text{ cm}$ interasse

$\varnothing_{\text{est}} = 139.7 \text{ mm}$ diametro esterno tubo di armature

$S = 8 \text{ mm}$ spessore tubo di armatura

L'altezza di scavo è pari a 2.6m circa.

In questo tratto, lo scavo interessa i seguenti materiali, procedendo dalla sommità della paratia verso il basso.

0 ÷ 0.42 m da t.p. fondazione e sottofondazione ballast

0.42 ÷ 0.62 m da t.p. rilevato ferroviario

0.62 ÷ 1.44 m da t.p. unità geotecnica T1b

1.44 ÷ 2.60 m da t.p. unità geotecnica R1(A)

La falda è assente.

In base alla caratterizzazione geotecnica generale, e stanti i materiali costituenti il rilevato ferroviario (per altro di spessore molto esiguo, tendenzialmente trascurabile) e pacchetto costituito da fondazione e sottofondazione ballast, e considerando anche il consolidamento dei materiali stessi, che sono in posto da molto tempo, appare lecito adottare in prima approssimazione una caratterizzazione geotecnica uniforme da testa paratia a fondo scavo, per quanto riguarda i parametri di resistenza, vale a dire:

$c'_k = 10 \text{ kPa}$ coesione intercetta

$\varphi'_k = 30^\circ$ angolo di resistenza a taglio

Lo sforzo orizzontale sulla paratia in condizioni di spinta attiva, nel caso di terreni dotati di coesione, è dato da:

$$\sigma_A = \sigma'_{vo} \cdot \tan^2(45 - \varphi'/2) - 2 \cdot c' \cdot \tan(45 - \varphi'/2)$$

L'applicazione di questa relazione porta alla conclusione che, fino a un'altezza da testa paratia pari a:

$$z_0 = 2 \cdot c' \cdot \tan(45 + \varphi'/2) / \gamma$$

le tensioni orizzontali risultano di trazione, o meglio nulle (il terreno non resiste a trazione) e cioè lo scavo si autosostiene fino alla medesima altezza z_0 ; si hanno sforzi di compressione (cioè spinte sulla paratia) solo a partire da tale quota in giù, crescenti linearmente con la profondità.

Nel caso specifico, assumendo un valore unico di $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e applicando ai parametri di resistenza i fattori di sicurezza parziali previsti dalla normativa di riferimento (NTC2018) per le verifiche in condizioni SLU di opere di sostegno flessibili, vale a dire:

$\gamma_{M2} = 1.25$ sia sulla tangente di ϕ'_k , sia sulla coesione intercetta c'_k ,

si ottiene:

$z_0 \cong 1.31 \text{ m}$

Per circa metà altezza di scavo, cioè, gli sforzi orizzontali sulla paratia risultano nulli e lo scavo si autosostiene quindi in verticale.

Si osserva che:

- il piede del ballast si trova a 1.36m di distanza dall'allineamento della paratia;
- la base delle traversine si trova a circa 3.5m di distanza dall'allineamento della paratia;

per cui, assumendo una diffusione a 45° degli sforzi nel terreno:

- il carico del ballast comincia a risentirsi a partire da una profondità superiore a metà altezza di scavo, in particolare non si risente nel tratto che si autosostiene, sopra determinato;
- il carico ferroviario si risente solo a profondità inferiori al fondo scavo.

In base alle considerazioni svolte, la paratia non riceve spinte per circa metà dell'altezza di scavo, e riceve spinte comunque modeste per la restante parte, che rimane in ogni caso di altezza molto contenuta (circa 1.3m); il carico ferroviario non influisce sullo stato tensionale alla parete di scavo e di conseguenza allo stesso modo lo scavo non influenza lo stato tensionale in corrispondenza delle traversine.

La configurazione adottata per la paratia, in termini di altezza di scavo, contenuto sviluppo orizzontale, armatura e lunghezza dei micropali, collegamento degli stessi mediante cordolo in c.a. in testa, rapportata alla stratigrafia e alle spinte modeste trasmesse alla paratia stessa consentono di concludere che le sollecitazioni nella stessa e le sue deformazioni saranno di conseguenza molto contenute e prevedibilmente compatibili con la resistenza dell'opera e gli spostamenti ammissibili per l'infrastruttura a tergo. A questo proposito in particolare si rammenta che il calcolo degli spostamenti attiene a una verifica in condizioni di Stato Limite di Esercizio, da condurre applicando fattori di sicurezza unitari sui parametri di resistenza del terreno, il che conduce a calcolare una altezza di scavo a spinte nulle z_0 ancora maggiore di quella determinata in quanto precede, con spinte minori applicate su un'altezza di paratia più corta.