



Autostrada dei Fiori

Tronco A10: Savona - Ventimiglia (confine francese)

NUOVO SVINCOLO AUTOSTRADALE DI VADO LIGURE

CARREGGIATA SUD / CARREGGIATA NORD
Progr. Km 47+545

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D'ARTE MINORI

RAMO VADO LIGURE - CASELLO (MU06)

Relazione di calcolo opere di sostegno
Muri prefabbricati e gettati in opera

PROGETTISTA	RESPONSABILE INTEGRAZIONE ATTIVITÀ SPECIALISTICHE	IMPRESA	COMMITTENTE
Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993	Dott. Ing. Enrico GHISLANDI Ordine degli Ingegneri Provincia di Milano n° 16993		Autostrada dei Fiori S.p.A. Via della Repubblica, 46 18100 Imperia (IM)

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.	RIESAME	DATA	SCALA
							Febbraio 2020	-
							N. Progr.	
A	Febbraio 2020	PRIMA EMISSIONE	SINA	DT/OC	DT	DT		

CODIFICA	PROGETTO	LIV	TRONCO	DOCUMENTO	REV	WBS
	P280	D	A10	OMN RC 004	A	A10IBT0001
						CUP
						I44E14000810005

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	VISTO DELLA COMMITTENTE

SINA S.p.A.

**Comune di Vado Ligure
Nuovo Svincolo Autostradale
Progetto Definitivo**

**RAMO VADO LIGURE – CASELLO (MU06)
RELAZIONE OPERE DI SOSTEGNO
MURI PREFABBRICATI E GETTATI IN OPERA**

						
A	Feb.2020	Prima Emissione	SINA	DT/OC	DT	
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato	
			Documento: P280_D_OMN_RC_004_A.doc			



INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	NORMATIVA	7
2.2	BIBLIOGRAFIA	8
2.3	PROGRAMMI DI CALCOLO	8
3.	MATERIALI	9
3.1	CONGLOMERATO CEMENTIZIO	9
3.2	ACCIAIO	10
4.	CRITERI GENERALI DI PROGETTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO	12
4.1	OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE – MURI DI SOSTEGNO	13
5.	DEFINIZIONE DELLE AZIONI	18
5.1	SPINTA DEL TERRENO SUL MURO	18
5.2	DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA	20
5.2.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	21
5.2.2	VALUTAZIONE DELL’AZIONE SISMICA PER LE OPERE IN OGGETTO	23
6.	RAMO VADO LIGURE – CASELLO	24
6.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO	24
6.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	26
6.2.1	MURI PREFABBRICATI	26
6.2.2	CORDOLO SU MICROPALI	28
6.2.3	MURI GETTATI IN OPERA	29
7.	VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SOTTOSCARPA	31
7.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	31
7.1.1	GEOMETRIA DEL MODELLO	31
7.1.2	COMBINAZIONI DI CARICO	33
7.2	RISULTATI ANALISI STRUTTURALE	33
7.2.1	PARAMENTO DEL MURO	33
7.2.2	PIASTRA DI FONDAZIONE	33
7.2.3	PALI DI FONDAZIONE	36
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI	37
7.3.1	PARAMENTO DEL MURO	37
7.3.2	PIASTRA DI FONDAZIONE	38



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Ramo Vado Ligure – Casello (MU06) – Relazione di calcolo opere di
sostegno

7.3.3	PALI DI FONDAZIONE	40
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE	41
7.4.1	STABILITÀ GLOBALE	41
7.4.2	CAPACITÀ PORTANTE	42
7.4.3	PORTANZA TRASVERSALE	42
8.	CONCLUSIONI.....	43

1. INTRODUZIONE

La presente relazione viene redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del "Nuovo Svincolo Autostradale" da realizzarsi lungo la "Autostrada dei Fiori" A10 in provincia di Savona, nel Comune di Vado Ligure.

La nuova infrastruttura, per la sua ubicazione strategica a monte del centro abitato, si pone come obiettivo la connessione delle attigue aree industriali, della "Aurelia bis" e del bacino portuale di Vado Ligure, della Strada di "Scorrimento" per Savona e del tessuto cittadino senza prevedere alcuna modifica alla rete viaria. Il nuovo elemento infrastrutturale non genererà aggravii alle condizioni di percorrenza dell'attuale sistema viario urbano ed extraurbano, ma migliorerà le condizioni di percorrenza e di impatto ambientale dell'attuale rete stradale riducendo significativamente i volumi di traffico, specie pesante, proveniente dalle infrastrutture portuali.



Figura 1.1 – Inquadramento planimetrico dell'area di interesse

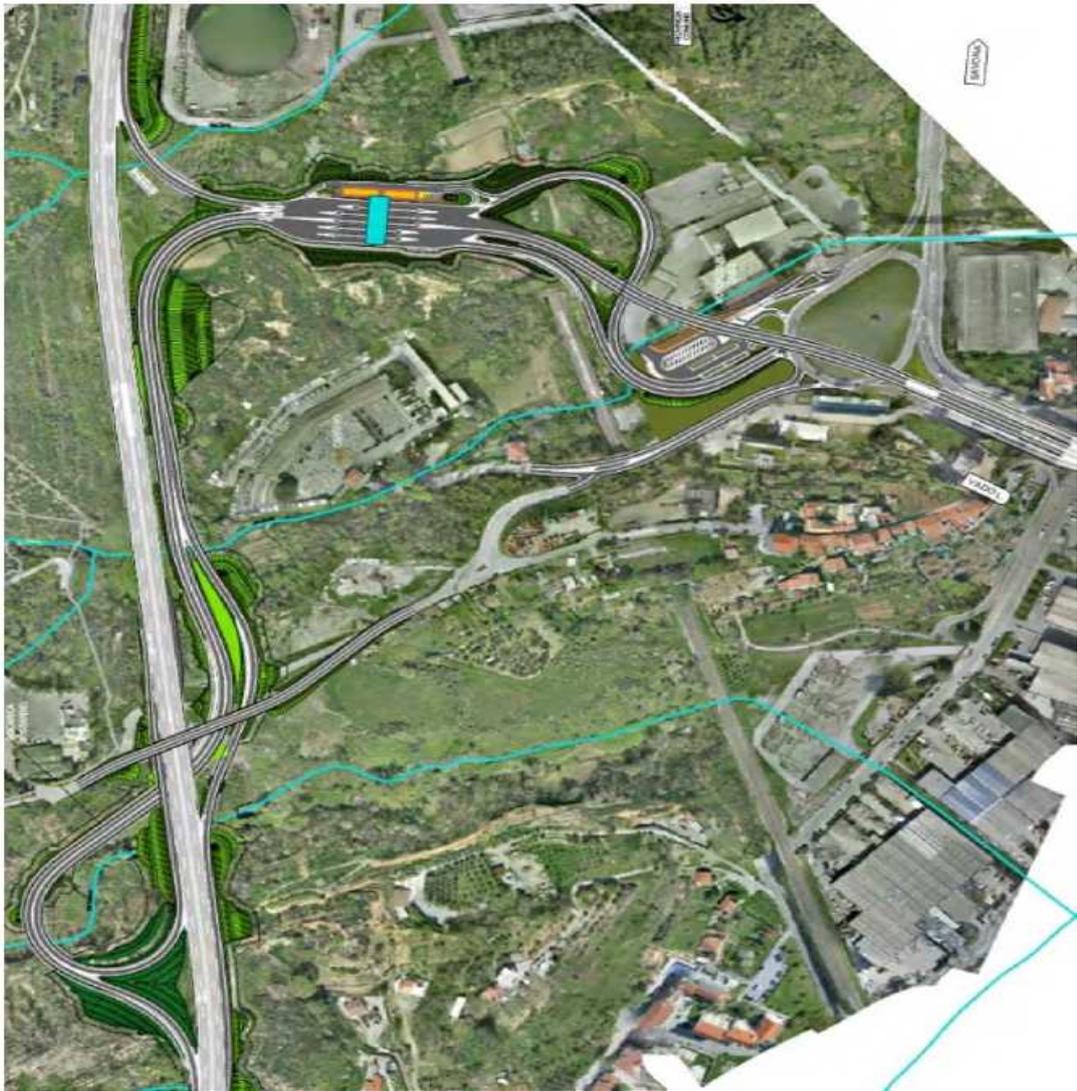


Figura 1.2 – Planimetria dell'intervento in oggetto

Lo svincolo autostradale è stato suddiviso in rami all'interno dei quali sono state raggruppate le opere previste per la realizzazione dell'intervento.

I rami suddetti sono così definiti:

- Casello – Ventimiglia;
- Ventimiglia – Casello;
- Casello – Vado Ligure;
- **Vado Ligure – Casello;**
- Casello – Genova;
- Genova – Casello;
- Aurelia Bis – Casello;
- Casello.



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Ramo Vado Ligure – Casello (MU06) – Relazione di calcolo opere di
sostegno

La presente relazione riporta la descrizione della soluzione progettuale adottata, il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno previste nel ramo *Vado Ligure – Casello*.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

Le opere oggetto della presente relazione sono state sviluppate in conformità alle seguenti normative e istruzioni di riferimento.

- | | | |
|------|-------------------------|--|
| [1] | Legge 05.11.1971 n.1086 | "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica" |
| [2] | D.M. 17.01.2018 | "Norme Tecniche per le Costruzioni" |
| [3] | Circ. 21.01.2019 n.7 | Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17.01.2018 |
| [4] | UNI EN 1991-1-5 | Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche |
| [5] | UNI EN 1992-1-1 | Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [6] | UNI EN 1993-1-1 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [7] | UNI EN 1993-1-5 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra |
| [8] | UNI EN 1993-1-8 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti |
| [9] | UNI EN 1993-1-9 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica |
| [10] | UNI EN 1993-1-10 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore |
| [11] | UNI EN 1993-2 | Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio |
| [12] | UNI EN 1994-1-1 | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [13] | UNI EN 1994-2 | Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti |
| [14] | UNI EN 2001-1-206 | Specificazione, prestazione, produzione e conformità e UNI 11104:2004 – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 201-1 |
| [15] | CNR–UNI 10011-1997 | Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione |

[16] CNR–UNI 10016-2000 Strutture composte di acciaio e calcestruzzo.
Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni

2.2 BIBLIOGRAFIA

- Calcolo della capacità portante delle fondazioni: Brinch-Hansen J. (1970) "A Revised and Extended formula for Bearing Capacity". Bull. n° 28 – Danish Geotechnical Institute – Copenhagen;
- Riduzione della capacità portante per il sisma: Pecket A. (1997) "Analytical formula for a seismic bearing capacity of shallow strip foundations" Proc. 14th Int. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering;
- Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: i parametri sismici sono stati assunti dal sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici;
- Bustamante M., Doix B. (1985) "Une méthode pour le calcul des tirants at des micropieux injectés ». Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 149 ;
- Broms B.B. (1964) "Lateral resistance of piles in cohesionless soils". Journ. Soil Mech. Fond. Div. Proc. ASCE, vol. 90, SM3, pp. 123-156;
- Broms B.B. (1964) "Lateral resistance of piles in cohesive soils". Journ. Soil Mech. Fond. Div. Proc. ASCE, vol. 90, SM2, pp. 27-63;
- Berenzantev V.G. (1965) "Design of deep foundations". Proc. VII ICSMFE, Montreal, vol. 2, pp 234-237;
- Viggiani C. (1999) "Fondazioni". Hevelius Edizioni;
- Ito T., Matsui T. (1975) "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles". Soils and Foundations 15 (4).
- Brinch Hansen, J. (1961) "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces". The Danish geotechnical institute. Bulletin, 12.

2.3 PROGRAMMI DI CALCOLO

- Paratie 7 v.7.0.25 CeAS.
- Paratie Plus v. 19.1 CeAS;
- Max 15.0 v 15.03F Aztec;
- GeoStudio SLOPE/W v 8.13.

3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche specifiche dei materiali da costruzione da utilizzare per la realizzazione delle opere della presente Relazione.

3.1 CONGLOMERATO CEMENTIZIO

Calcestruzzo per FONDAZIONI E PARATIE DI PALI

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 30,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 25,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 33,00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1,80	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 14,17	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,20	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 31480	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Classe di consistenza:	S4 (pali e trave di coronamento) S3 (platea di fondazione)
Copriferro minimo :	60 mm (pali) 35 mm (platea di fondazione) 45 mm (trave di coronamento)
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.50

Calcestruzzo per STRUTTURE IN ELEVAZIONE

E' previsto l'impiego di calcestruzzo tipo C32/40 con le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 40,00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 32,00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 41,20	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 3,10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 2,17	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 18,81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1,45	N/mm ²



Comune di Vado Ligure
Nuovo svincolo autostradale – Progetto Definitivo
Ramo Vado Ligure – Casello (MU06) – Relazione di calcolo opere di sostegno

Modulo Elastico $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$

Classe di esposizione: XS1
Classe di consistenza: S4
Copriferro minimo: 45 mm
Contenuto minimo di cemento: 300 kg/mc
Massimo rapporto A/C: 0.50

3.2 ACCIAIO

Acciaio da CARPENTERIA PER MICROPALI

E' previsto l'impiego di acciaio tipo S355 con le sguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	338.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Acciaio per ARMATURA CONVENZIONALE DI STRUTTURE IN C.A.

E' previsto l'impiego di acciaio tipo B450C con le sguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Acciaio da CARPENTERIA PER TRAVI DI RIPARTIZIONE

E' previsto l'impiego di acciaio tipo S275 con le sguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	275	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	430	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	261.90	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²



Acciaio PER CHIODATURE PASSIVE

È previsto l'impiego di acciaio armonico in barre:

Area della singola barra	A_{barra}	=	8.04	cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	=	550	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k}$	=	500	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	-
Tensione di calcolo (condizioni permanenti e transitorie)	f_{yd}	=	434.8	N/mm ²
Tensione di calcolo (condizioni eccezionali)	f_{yd}	=	500	N/mm ²

Acciaio ARMONICO PER TIRANTI ATTIVI

È previsto l'impiego di acciaio armonico in trefoli:

Area del singolo trefolo	$A_{trefolo}$	=	1.39	cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	=	1860	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale	$f_{p(1)k}$	=	1670	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	-
Tensione di calcolo (condizioni permanenti e transitorie)	f_{yd}	=	1452.2	N/mm ²
Tensione di calcolo (condizioni eccezionali)	f_{yd}	=	1670	N/mm ²

4. CRITERI GENERALI DI PROGETTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO

In ottemperanza con la normativa vigente, i calcoli sono condotti con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

I criteri per la verifica e il dimensionamento di seguito esposti si applicano a tutte le opere che hanno funzione di sostegno.

In accordo con quanto prescritto dalla Normativa vigente, per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

in cui E_d rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza. Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , queste possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche.

Le azioni sull'opera di sostegno sono quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi. In particolar modo, nella valutazione dei sovraccarichi a tergo di un'opera di sostegno, è necessario tenere in conto dell'eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito o di apparecchi di sollevamento.

I valori dei coefficienti parziali da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi sono riportati nella seguente tabella (Tab. 2.6.I delle NTC 2018):

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

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

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

Tabella 4-1 – Coefficienti parziali per le azioni

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, opportunamente ridotto in funzione del coefficiente parziale specificato nella Tab 6.2.II delle NTC2018.

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

Tabella 4-2 – Coefficienti parziali per le resistenze dei materiali naturali

Le analisi finalizzate al dimensionamento strutturale nelle quali si consideri l'interazione terreno – struttura si dovranno eseguire con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1, così come previsto al §6.2.4.2 della normativa vigente.

4.1 OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE – MURI DI SOSTEGNO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

La profondità del piano di posa deve essere scelta e giustificata in funzione delle caratteristiche e delle prestazioni attese per la struttura in elevazione, nonché alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di Stato Limite Ultimo e in presenza di fondazioni poste in prossimità di pendii, siano essi naturali o artificiali, deve essere condotta la verifica di stabilità globale.

Secondo quanto riportato dalla Normativa vigente al § 6.4.2.1., le verifiche devono essere condotte nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Collasso per scorrimento del piano di posa;
 - Stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali;

La verifica di stabilità globale, inoltre, deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, mentre le rimanenti verifiche devono

essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

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	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4-3 – Coefficienti parziali per le resistenze di fondazioni superficiali combinazione (A1+M1+R3)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4-4 – Coefficienti parziali per le resistenze di fondazioni superficiali combinazione (A2+M2+R2)

Condizioni Sismiche

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Nelle analisi pseudo-statiche l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali possono essere espressi mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

in cui β_m assume i seguenti valori:

- $\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV);
- $\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD);

Per i muri che non sono liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, invece, il valore di β_m deve essere assunto pari all'unità.

Per i muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali, devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera.

Inoltre, nelle verifiche di sicurezza, è necessario controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando i coefficienti parziali sulle resistenze riportati nella tabella seguente:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_k per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_k
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 4-5 – Coefficienti parziali sulle resistenze

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro d è positivo, ribaltante se d è negativo. d è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s :

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di *Meyerhof*. L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In cui:

- c coesione del terreno in fondazione;
- f angolo di attrito del terreno in fondazione;
- g peso di volume del terreno in fondazione;

- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa;
- N fattori di capacità portante;
- d fattori di profondità del piano di posa;
- i fattori di inclinazione del carico.

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro-terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da *Fellenius* si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e a_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e f_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava h . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

5. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

5.1 SPINTA DEL TERRENO SUL MURO

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione r rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

dove $q = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, q assume le seguenti espressioni:

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat} k_h}{\gamma_{sat} - \gamma_w 1 \pm k_v} \right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma k_h}{\gamma_{sat} - \gamma_w 1 \pm k_v} \right)$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di

applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

5.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel capitolo 7 della normativa.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione massima orizzontale attesa, a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , come definito al § 2.4 della normativa vigente.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascuno Stato Limite e relativa probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{c_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

in cui V_N rappresenta la vita nominale dell'opera (definita secondo la Tab. 2.4.I della normativa vigente) e c_u è il coefficiente d'uso, funzione della classe d'uso definita secondo i criteri esplicitati al § 2.4.2 delle NTC 2018.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 5-1 – Valori della vita nominale

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 5-2 – Valori coefficiente d'uso

5.2.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Ai fini dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguirsi con le modalità indicate al § 7.11.3 delle NTC 2018; in alternativa, è possibile fare riferimento ad un approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove di tipo sismico.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

In cui:

- h_i rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- $V_{s,i}$ la velocità delle onde di taglio nello strato i -esimo;
- N è il numero di strati;
- H è la profondità del substrato, definita come quella formazione costituita da roccia o terreno rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che consentono l'utilizzo di un approccio semplificato sono definite nella tabella seguente:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Deposit</i> di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 5-3 – Categorie di sottosuolo

Le condizioni topografiche, invece, sono valutate a partire dalla tabella proposta nel seguito:

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 5-4 – Categorie topografiche



5.2.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER LE OPERE IN OGGETTO

Nel presente paragrafo vengono esplicitati i valori dell'azione sismica individuati per il sito di interesse. La tabella seguente riporta l'intensità dell'evento sismico per vita nominale pari a 100 anni, come indicato dalla normativa per le opere a carattere definitivo e per tutte le condizioni stratigrafiche e topografiche previste nei diversi rami in cui è stato suddiviso lo svincolo.

Pericolosità sismica di base – Svincolo di Vado Ligure					
<i>Coordinate</i>		V_N	F_0	T^*_c	a_g
Longitudine [°]	Latitudine [°]	[anni]	[-]	[-]	[g]
8.41546	44.26667	100	2.645	0.335	0.096

Tabella 5-5 – Pericolosità sismica di base

<i>Ramo in esame</i>	<i>Categoria sottosuolo</i>	<i>Categoria topografica</i>	SS [-]	ST [-]	a_{max} [g]
Vado Ligure – Casello	C	T1	1.5	1.0	0.144

Tabella 5-6 – Azione sismica di progetto

6. RAMO VADO LIGURE – CASELLO

Trattasi della rampa di uscita da Vado Ligure direzione Casello, identificata dalle progressive riferite all'asse stradale PK 00+036.59 fino alla PK 00+289.46.

Le opere previste in questo ramo sono: là dove le condizioni geologiche e morfologiche locali richiedono la realizzazione di profili sono previsti muri di sostegno gettati in opera; là dove invece è localmente possibile si è previsto il ricorso a muri di tipo prefabbricato di tipo “uTM” e “uNM”.

Dal lato opposto della carreggiata è prevista la realizzazione di una barriera antirumore che sarà fissata su di un cordolo in c.a. con fondazione su micropali.

Relativamente ai muri prefabbricati, le tipologie sono state definite in relazione a soluzioni disponibili sul mercato e per questi sono state pertanto adottate geometrie idonee alle situazioni di progetto.

Nel presente capitolo vengono proposti i risultati delle analisi di calcolo effettuati secondo i criteri di dimensionamento esposti nel capitolo § 4.

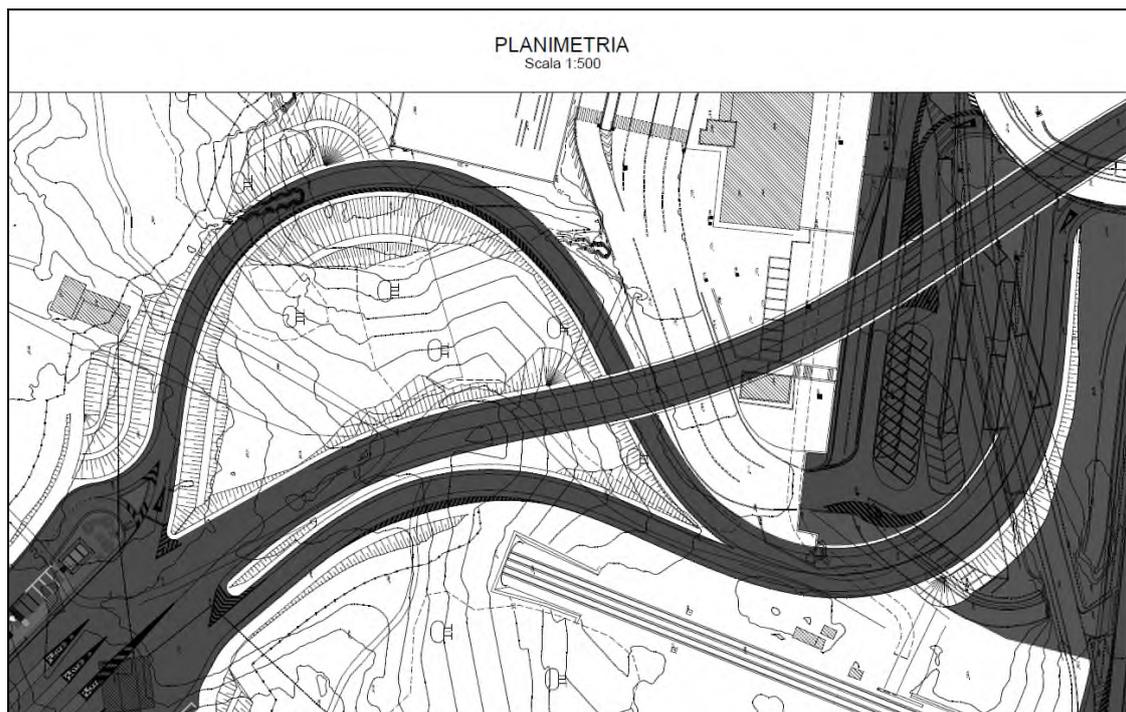
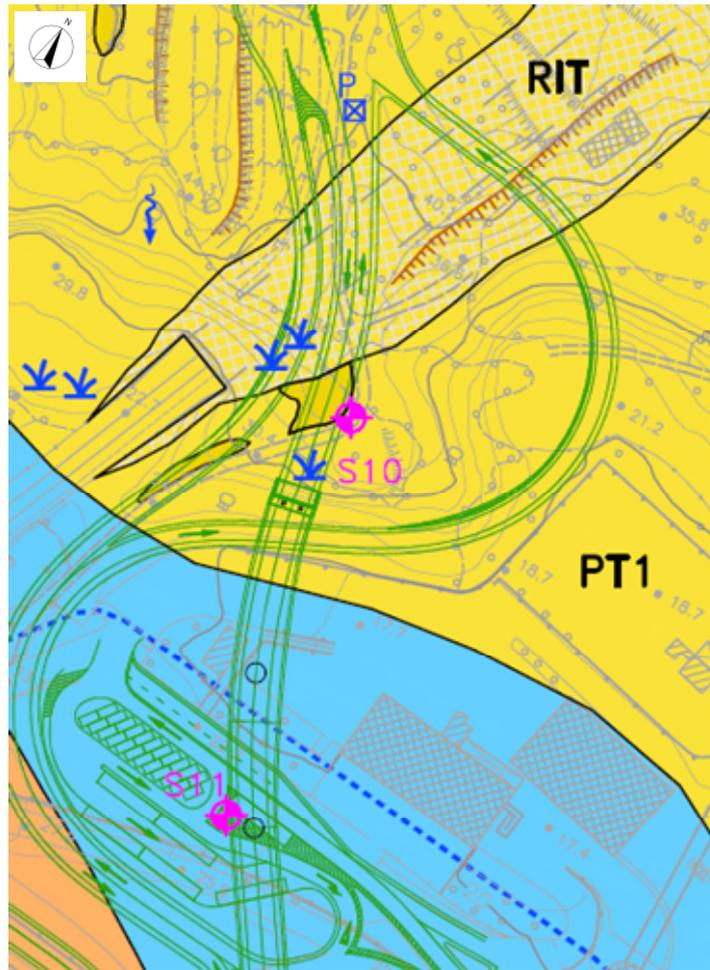


Figura 6.1 – Planimetria ramo Vado Ligure – Casello

6.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Il tratto di svincolo, che collega il casello in progetto a Vado Ligure percorre per lo più i depositi pleistocenici e una parte di terreni alluvionali di formazione quaternaria.

Dal punto di vista geomorfologico, quest'area è collocata in un'area antropizzata, in cui vi troviamo anche il tratto tombinato del Rio Scuro.



ELEMENTI GEOLOGICI

<p>DISCARICA</p> <p>DISC Discarica di Bossarino: materiali misti di abbancamento</p> <p>RITOMBAMENTO</p> <p>RIT Terreni rimaneggiati di ritombamento della struttura della galleria ferroviaria "Tana"; spessore max di circa 20m (lavori eseguiti nel 1968-1970)</p> <p>RIPORTI</p> <p>A Perimetrazione area di riparto rifiuti (Ordinanza-diffida n°11\2013 del 20.02.2013 del comune di Vado Ligure); natura e spessore dei rifiuti non nota</p> <p>B Terreni riportati all'epoca degli scavi di sbancamento del bacino della centrale ex E.N.E.L. (lavori eseguiti nel 1967) e/o della vicina linea ferroviaria (lavori eseguiti nel 1968-1970); spessori mediamente compresi tra 5m e 15m</p> <p>C Terreni di riporto di livellamento locale del piazzale</p> <p>RILEVATI</p> <p>RIL Rilevati autostradali e stradali</p> <p>DEPOSITI ALLUVIONALI</p> <p>AR Depositi alluvionali recenti (Quaternario recente)</p> <p>AT Depositi alluvionali terrazzati (Quaternario medio-recente)</p>	<p>DEPOSITI PLEISTOCENICI</p> <p>PT2 Depositi antichi di origine continentale (Pleistocene Medio) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)</p> <p>PT1 Depositi antichi di origine delizia (Pleistocene Medio e Basso) affioranti (a) e/o sub-affioranti (b)</p> <p>COPERTURA</p> <p>COP Copertura detritica discontinua di spessore mediamente compreso tra 3m e 5m</p> <p>METASEDIMENTI PERMIANI</p> <p>MSP Roccia affiorante (a) e/o sub-affiorante (b) in scadenti condizioni geomeccaniche (molto alterata e fratturata) con copertura detritica discontinua di spessore fino a 3m di spessore (Permiano)</p> <p>ELEMENTI LINEARI E PUNTUALI</p> <p>a-b Limite geologico certo (a) o presunto (b)</p> <p>330/01 Giacitura stratificazione e/o scistosità principale</p> <p>240/00 Giacitura sub-verticale</p> <p>420/0 Immersione asse di piega</p> <p>S10 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo realizzato per il Progetto Definitivo (2019)</p> <p>P Pozzo ad uso irriguo</p>
--	--

Figura 6.2 – Stralcio di carta geologica

I risultati delle indagini geotecniche, in sito e di laboratorio, hanno permesso di definire il modello geotecnico, rappresentativo delle condizioni stratigrafiche e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni/rocce interessati dall'opera oggetto di studio.



I parametri geotecnici caratteristici utilizzati nelle analisi, in riferimento alla stratigrafia assunta, sono riportati nella tabella seguente:

Descrizione geologica (codice)	Descrizione geotecnica	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E'_{25} (MPa)
Depositi pleistocenici di delta (LPT1)	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, alterati poco consistenti	17-18	21-22	5-10	15-20
Depositi pleistocenici di delta (LPT2)	Limi, limi sabbiosi, limi argillosi con intercalazioni secondarie di livelli ghiaiosi sabbiosi, mediamente consistenti	18.5-19.5	23-25	10-15	30-60

Tabella 6-1 – Parametri geomeccanici caratteristici

6.2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

6.2.1 MURI PREFABBRICATI

Nel ramo in oggetto è previsto un muro prefabbricato di tipo “uNM” e “uTM” identificato dalle seguenti progressive riferite all’asse stradale:

- PK 00+00+036.59 / PK 00+289.46;

Tale opera è costituita da elementi prefabbricati “Tensiter” che presentano altezza variabile: H = 13.00 / 4.50 m e spessore fondazione variabile: H = 2.15 / 0.75 m.

La geometria del muro prefabbricato è mostrata nella figura a seguire mentre il dimensionamento è riportato nella relazione specifica di progetto P280_D_OMN_RB_002.

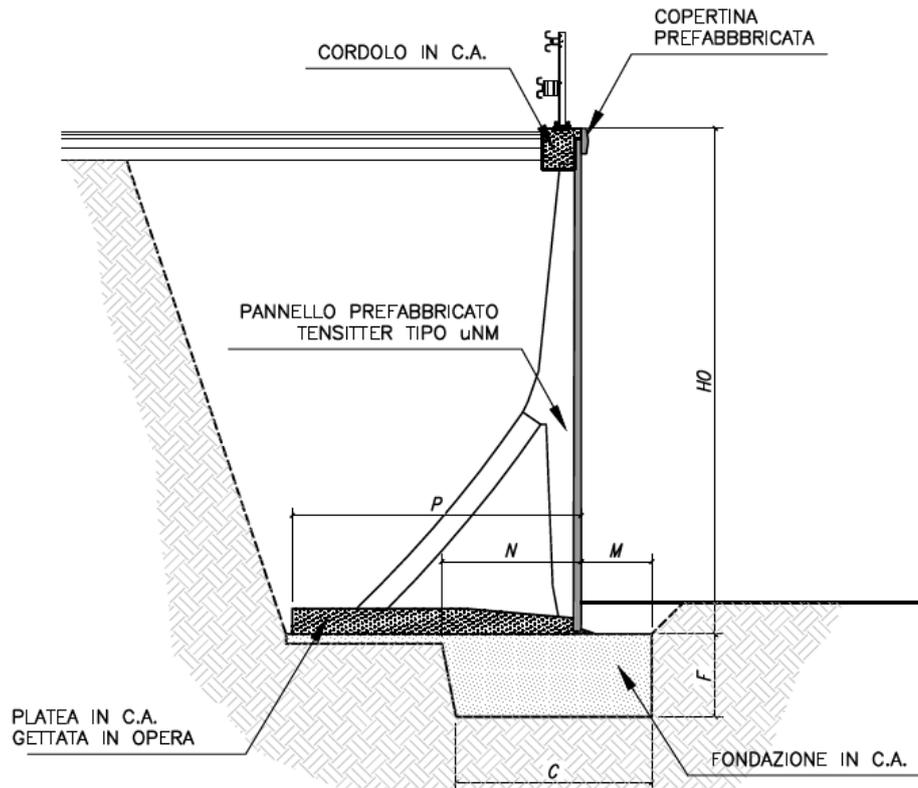


Figura 6.3 – Sezione tipologica muro prefabbricato di tipo “uTM”

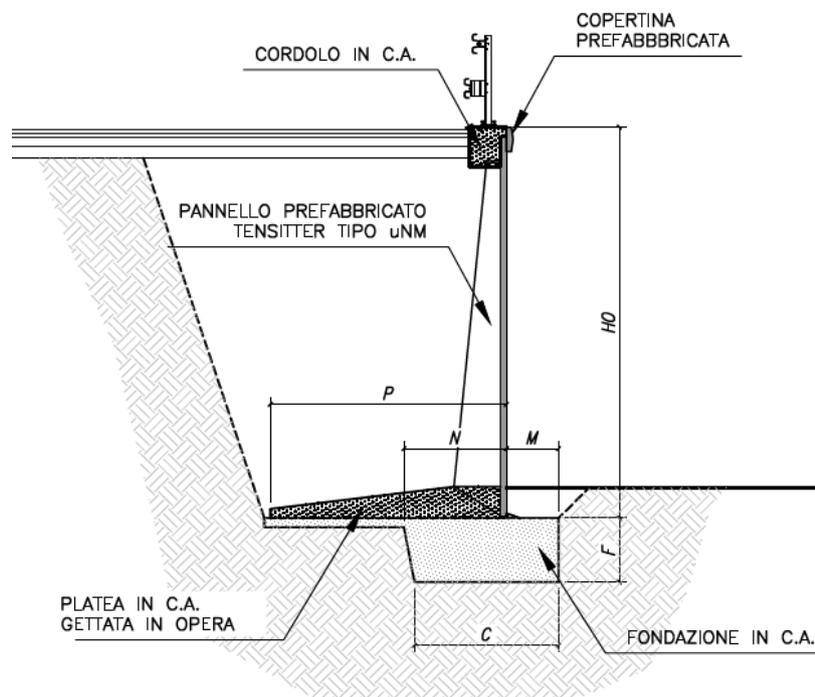


Figura 6.4 – Sezione tipologica muro prefabbricato di tipo “uNM”

6.2.2 CORDOLO SU MICROPALI

Nel ramo in oggetto è prevista un cordolo in c.a. con fondazione su micropali identificato dalle seguenti progressive riferite all'asse stradale:

- PK 00+098.52 / PK 01+188.88;

Tale opera è costituita da micropali, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Diametro di perforazione dei micropali: $\Phi = 220 \text{ mm}$;
- Armatura tubolare $\Phi_N = 168.3 \text{ mm} / s = 12.5 \text{ mm} / \text{Acciaio S355}$;
- Lunghezze micropalo da 12.0 m / n. 2 micropali a interasse = 0.80 m;

Di seguito si riporta un profilo tipologico dell'opera suddetta.

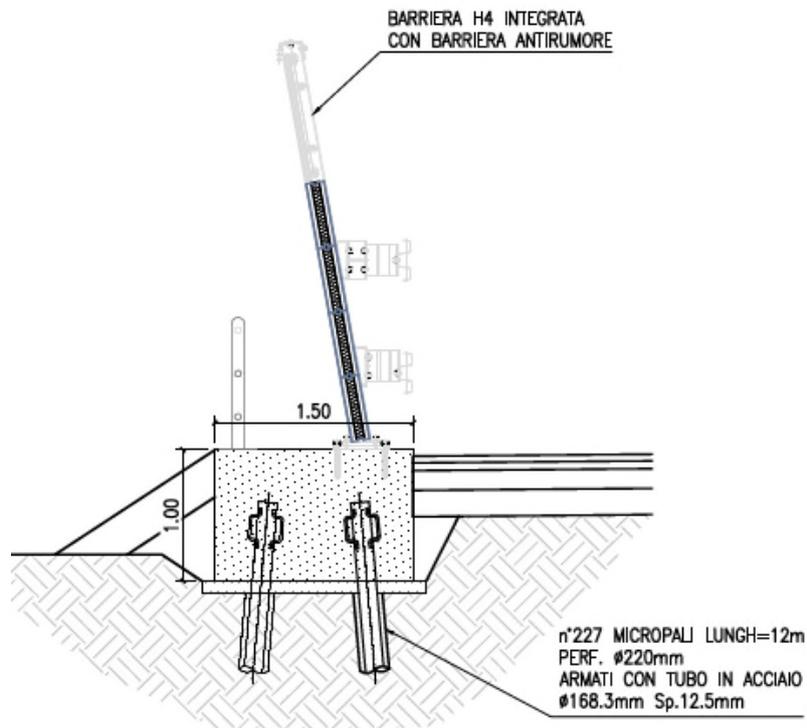


Figura 6.5 – Sezione tipologico cordolo su micropali

6.2.3 MURI GETTATI IN OPERA

Nel ramo in oggetto è previsto un muro sottoscarpa gettato in opera localizzato in prossimità della spalla B del ponte “Aurelia Bis”

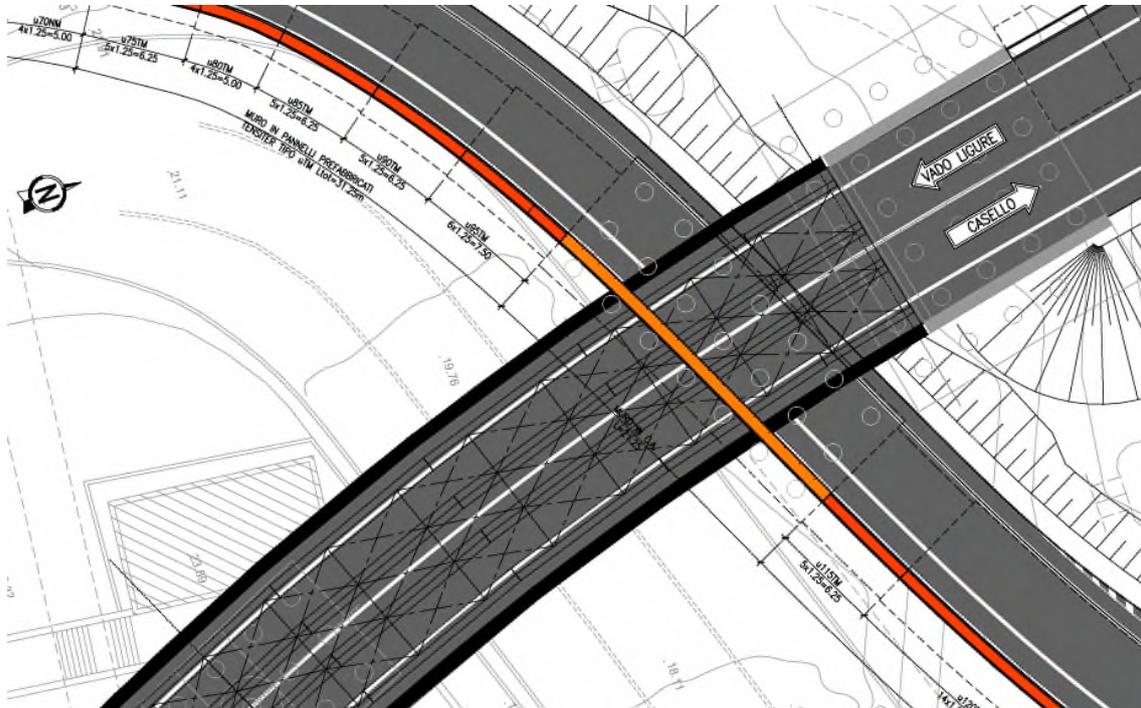


Figura 6.6 –Planimetria muro sottoscarpa in c.a.

Il muro è caratterizzato da:

- Ciabatta di fondazione di altezza pari a 1.5 m e larghezza di 8.4 m;
- Paramento di altezze variabili tra 10.96 m e 11.38 m escluso lo spessore della ciabatta di fondazione;
- Pali trivellati diametro 1000 mm, interasse 3.0 m e lunghi 40 m.

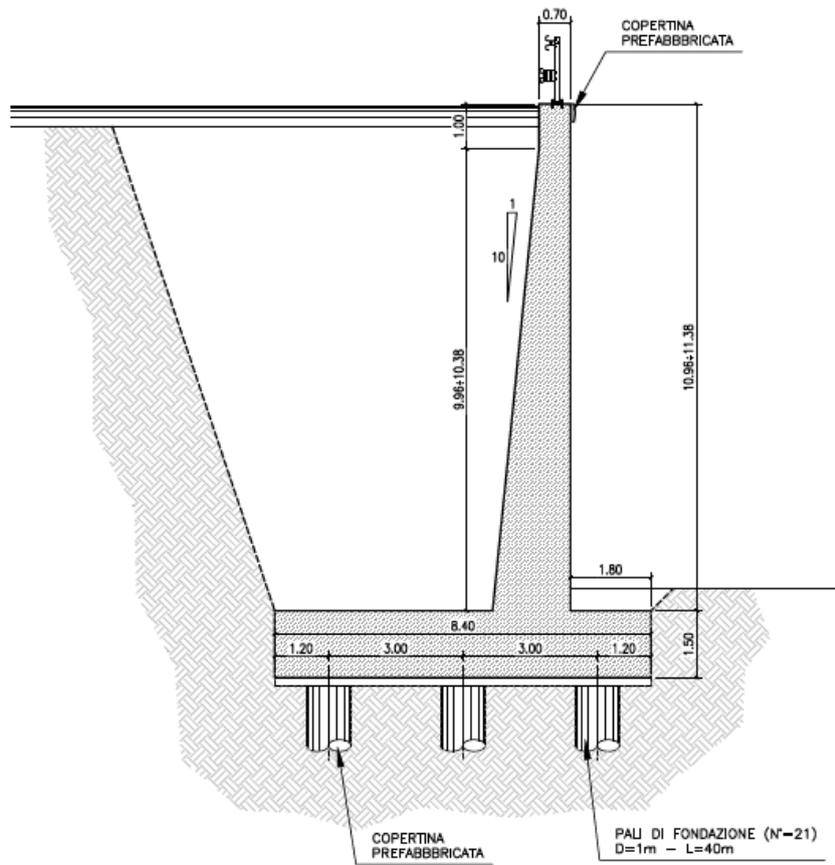


Figura 6.7 – Sezione tipologica muro in c.a. sottoscarpa su pali

7. VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SOTTOSCARPA

Nel presente capitolo sono riportate le ipotesi progettuali e le verifiche strutturali condotte per il dimensionamento e la verifica del muro di sostegno sottoscarpa.

L'analisi per valutare il comportamento globale della struttura è stata eseguita sviluppando un modello ad elementi finiti tridimensionale con il software di calcolo MAX 15 di Aztec Informatica. Questo programma consente la valutazione delle spinte del terreno a tergo del muro, la riproduzione di eventuali sollecitazioni agenti sul paramento del muro, sulla sua fondazione o in corrispondenza del terreno a monte (come la presenza di carichi dovuti al traffico stradale) e la verifica geotecnica e strutturale di tutte le parti che compongono il muro e la sua fondazione (compresi i pali alla base in presenza di fondazioni profonde). Inoltre, il programma consente di combinare le sollecitazioni in funzione della Normativa adottata, fornendo pertanto, le sollecitazioni già fattorizzate e combinate ai fini delle verifiche strutturali.

Nei successivi paragrafi sono descritte in dettaglio tutte le ipotesi poste alla base delle analisi sviluppate.

7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

7.1.1 GEOMETRIA DEL MODELLO

Il muro si compone di un paramento di lunghezza 11.0 m avente spessore che varia da 0.7 m fino a 1.74 m in corrispondenza della zona di incastro con la fondazione; quest'ultima è rappresentata da una piastra avente dimensioni in pianta di 8.4 x 21.0 m e di spessore pari ad 1.5 m. In corrispondenza della piastra di fondazione si incastrano n°21 pali di diametro 1000 mm posti secondo una maglia regolare di 3.0 x 3.0 m, che si sviluppano per una lunghezza di 40 m tale da garantire il trasferimento dei carichi alle formazioni di base poste in profondità.

La stratigrafia adottata fa riferimento a quella desunta dal sondaggio S10, in cui si ha la presenza di limi sabbiosi per i primi metri seguite da limi argillosi aventi caratteristiche meccaniche crescenti con la profondità (LPT1, LPT2, LPT3). Per ulteriori dettagli in merito all'inquadramento geologico e alla caratterizzazione geotecnica dell'area si rimanda agli elaborati specifici.

Nelle figure seguenti si riportano una sezione e una pianta quotati che schematizzano il muro di sostegno sottoscarpa oggetto di studio.

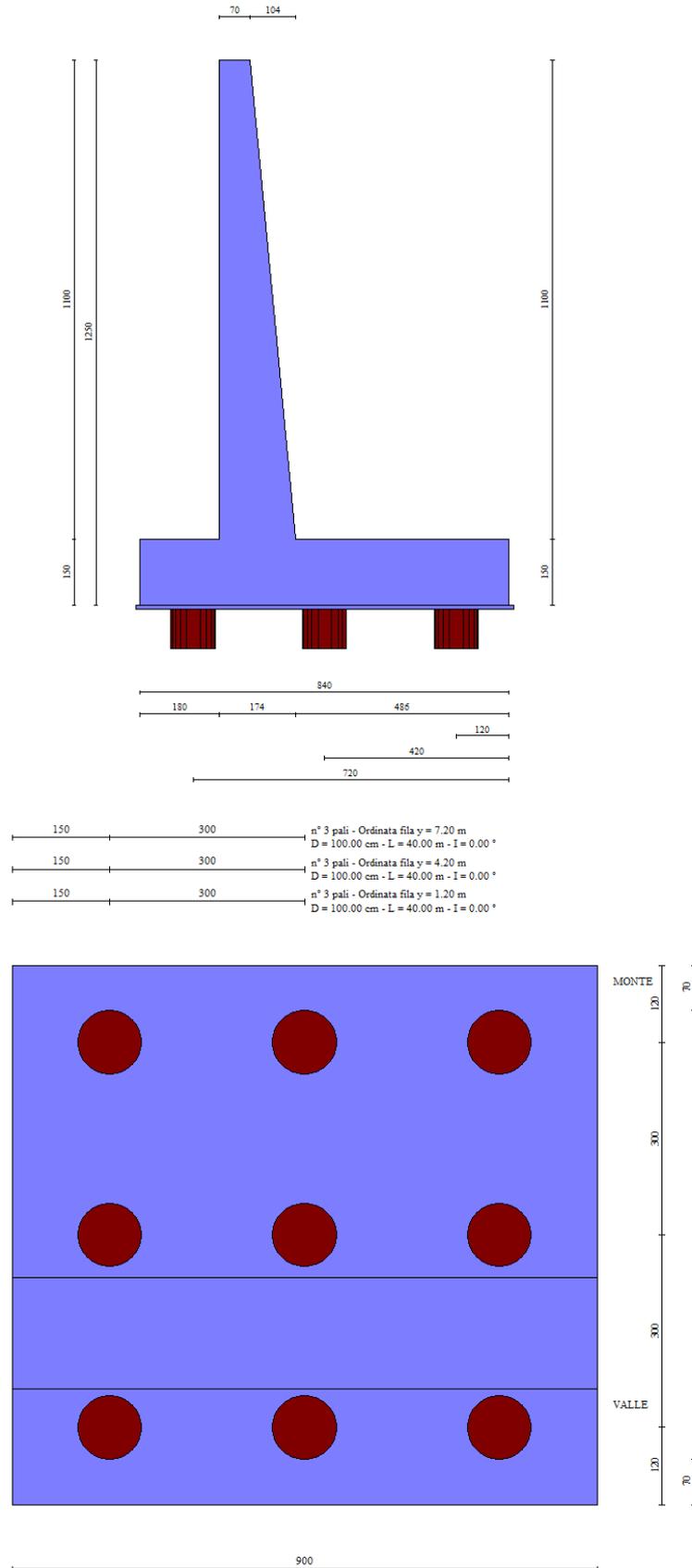


Figura 7.1 – Modello MAX 15 – Muro di sostegno sottoscarpa

7.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Si sono determinate le seguenti combinazioni di carico:

- SLU STR: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico" fattorizzati con i coefficienti A1+M1+R3;
- SLU GEO: Combinazioni allo SLU dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico" fattorizzati con i coefficienti A2+M2+R2;
- SLE RARA: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Rara dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- SLE FREQUENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Frequente dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- SLE QUASI PERMANENTE: Combinazioni allo Stato Limite d'Esercizio Quasi Permanente dove sono presenti i carichi relativi al "carico variabile da traffico";
- E: Combinazione sismica connessi all'azione sismica in presenza dei carichi relativi al "carico variabile da traffico";

7.2 RISULTATI ANALISI STRUTTURALE

Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi condotta sul muro di sostegno in oggetto, in termini di sollecitazioni agenti sul paramento del muro, sulla platea e sui pali di fondazione, sia in condizioni di esercizio che allo stato limite ultimo.

7.2.1 PARAMENTO DEL MURO

Combinazione	X	N	T	M
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
STR (A1+M1+R3)	-11.00	329.51	440.34	1789.56
STR (A1+M1+R3) H+V	-11.00	329.51	403.51	1646.80
STR (A1+M1+R3) H-V	-11.00	329.51	385.51	1580.80
SLE RARA	-11.00	329.51	336.76	1383.51
SLE FREQUENTE	-11.00	329.51	336.76	1383.51
SLE QUASI PERMANENTE	-11.00	329.51	336.76	1383.51

Tabella 7-1 – Sollecitazioni massime paramento muro di sostegno sottoscarpa

7.2.2 PIASTRA DI FONDAZIONE

Per la piastra di fondazioni si riporta nei seguenti diagrammi l'andamento del Momento e del taglio lungo le due direzioni principali per la combinazione di carico allo SLU dimensionante (STR – A1+M1+R3).

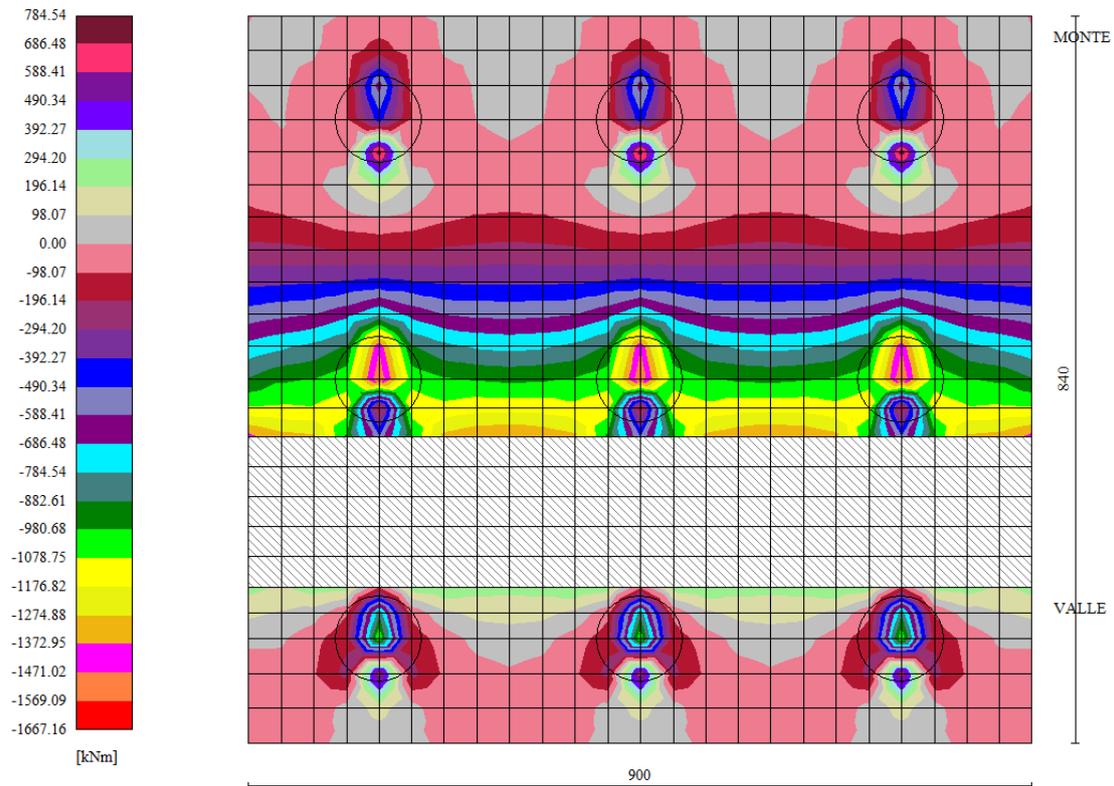


Figura 7.2 – Andamento Momento M_y sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)

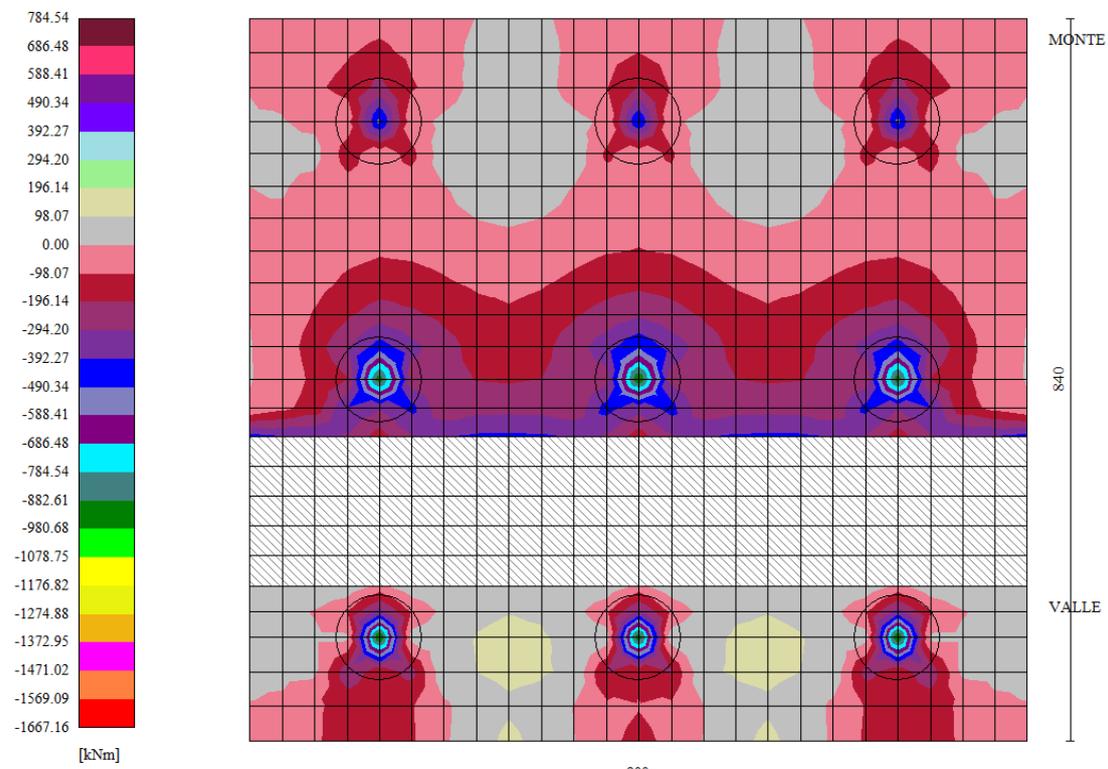


Figura 7.3 – Andamento Momento M_x sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)

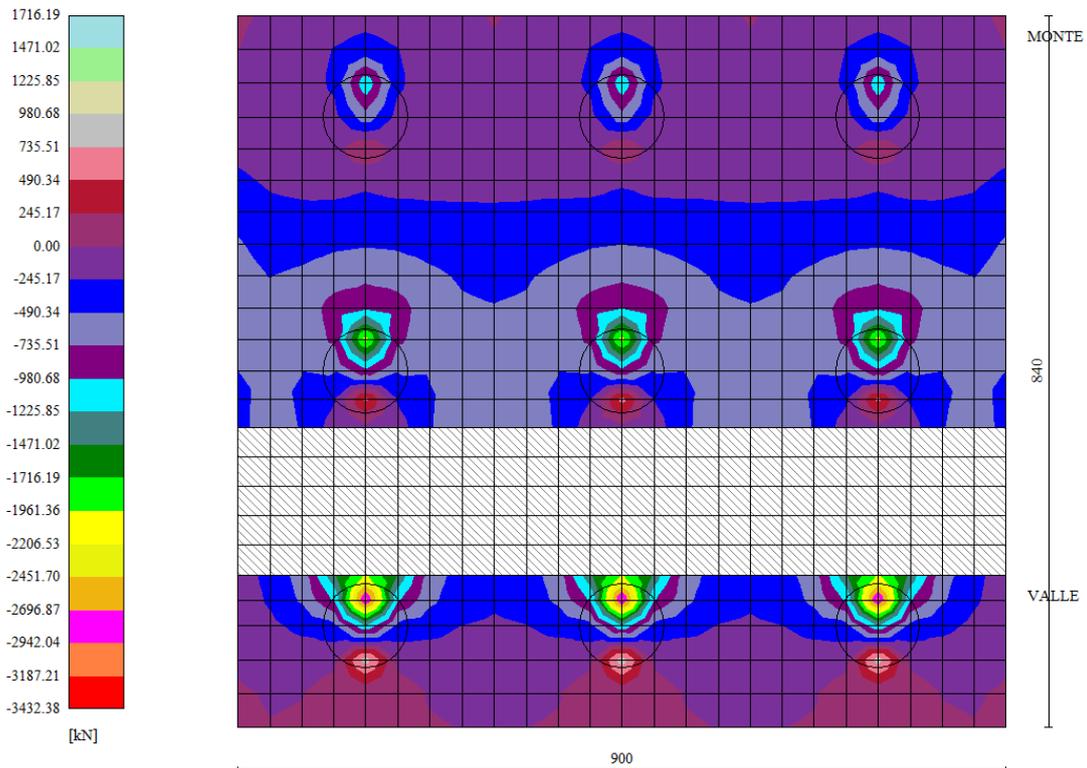


Figura 7.4 – Andamento Taglio T_y sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)

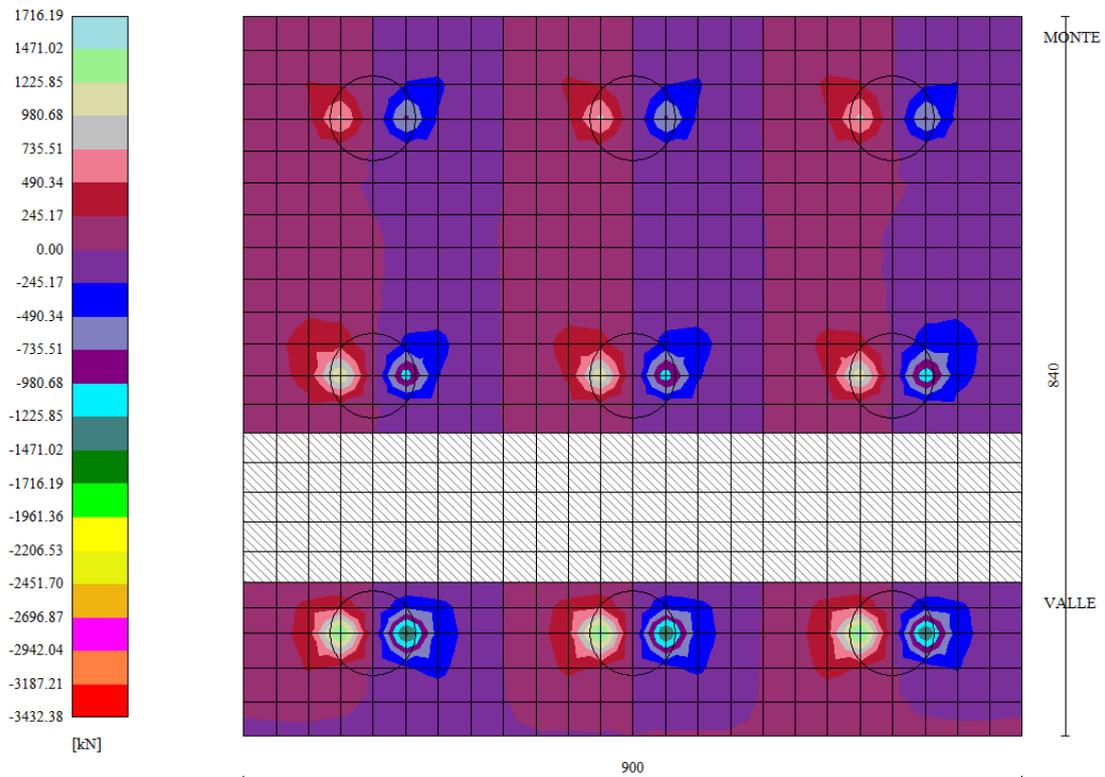


Figura 7.5 – Andamento Taglio T_x sulla platea di fondazione – STR (A1+M1+R3)

7.2.3 PALI DI FONDAZIONE

Nella seguente tabella sono riportati le sollecitazioni massime agenti sulla fila di pali maggiormente sollecitata per la combinazione di carico più gravosa (STR - A1+M1+R3), successivamente rappresentate nella figura che segue.

Y	Td	Md
<i>[m]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kNm]</i>
0.00	-623.55	-919.93
3.60	25.22	370.79
5.20	117.42	248.76
6.80	73.39	79.69
40.00	0.00	0.00

Tabella 7-2 – Sollecitazioni massime agenti sui pali di fondazione (STR – A1+M1+R3)

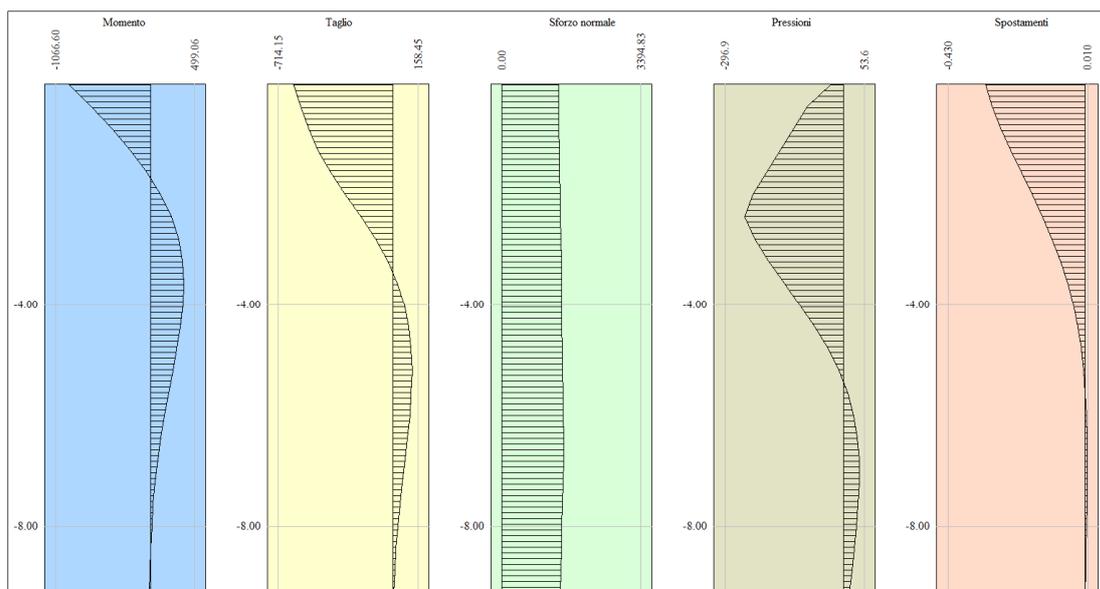


Figura 7.6 – Andamento di momento, taglio, sforzo normale, pressioni e spostamenti sui pali di fondazione – STR (A1+M1+R3)

7.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali relative al paramento, alla piastra e ai pali di fondazione. Le verifiche sono condotte per le combinazioni di carico più gravose.

7.3.1 PARAMENTO DEL MURO

Le armature del paramento sono costituite da:

- $\Phi 20/10$ lato terra e controterra
- Spilli $\Phi 12/40 \times 40$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	174	5.7	167.3	150.6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	20	6.7	31.42	
10	20	167.3	31.42	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2.5	12	40	90	2.83

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk 1383.51 [kNm]	MEd 1789.56 [kNm]		
NEk 0 [kN]	NEd 0 [kN]		
tensioni e fessure			
Mdec 0.0 [kNm]	prezzo-flessione		
Mcr 1471.5 [kNm]	MRd 2014.3 [kNm]	FS 1.13	
yn -54.85 [cm]		taglio	
$\sigma_{c,min}$ -4.4 [MPa]	$\sigma_{s,min}$ -52.7 [MPa]	$\sigma_{s,max}$ 279.9 [MPa]	VRdc 526.7 [kN]
k ₂ 0.5		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [% ϵ]	VRdmax 6382.3 [kN]
$\epsilon_{s,max}$ - [cm]		SR,max - [cm]	θ 30.0 [°]
Wk - [mm]		sezione duttile	
		ai 167.3 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33.2 [MPa]	γ_s	1.15
γ_c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α_{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	18.8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [% ϵ]
ν	0.520		
ϵ_{c2}	2.0 [% ϵ]		
ϵ_{cu2}	3.5 [% ϵ]		
α_E	15.0		
k _t	0.4	valori limite	
k ₁	0.8	0,45 f _{ck}	14.9 [MPa]
k ₃	3.4	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k ₄	0.425	W _{k,lim}	0.3 [mm]

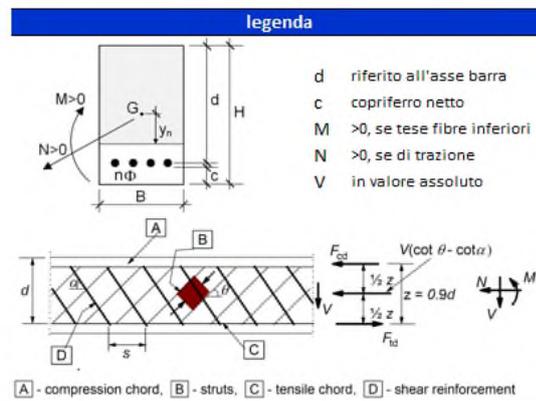


Figura 7.7 – Verifica strutturale paramento del muro di sostegno sottoscarpa

7.3.2 PIASTRA DI FONDAZIONE

Le armature della piastra di fondazione sono costituite da:

- $\Phi 24/20$ lato terra e controterra in direzione x
- $\Phi 24/10$ lato terra e controterra in direzione y
- Spilli $\Phi 14/40 \times 20$

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4,5	144,3	129,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	5,7	22,62	
5	24	144,3	22,62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	40	90	7,70

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
MEk 789,338 [kNm]	MEd 1026,14 [kNm]	
NEk 0 [kN]	NEd 0,00 [kN]	
tensioni e fessure		
Mdec 0,0 [kNm]	MRd 1248,6 [kNm]	
Mcr 885,9 [kNm]	FS 1,22	
yn -49,17 [cm]		
$\sigma_{c,min}$ -3,7 [MPa]	presto-flessione	
$\sigma_{s,min}$ -43,5 [MPa]	VRdc 405,1 [kN]	
$\sigma_{s,max}$ 256,2 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
k ₂ 0,5		
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ - [%]	VRds 1693,7 [kN]	
Sr,max - [cm]	VRdmax 4286,7 [kN]	
Wk - [mm]	θ 30,0 [°]	
	sezione duttile	
	ai 112,5 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
ν	0,540		
ϵ_{c2}	2,0 [%]	valori limite	
ϵ_{cu2}	3,5 [%]	0,45 f _{ck}	11,2 [MPa]
α_E	15,0	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]
k _t	0,4	W _{k,lim}	0,3 [mm]
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		

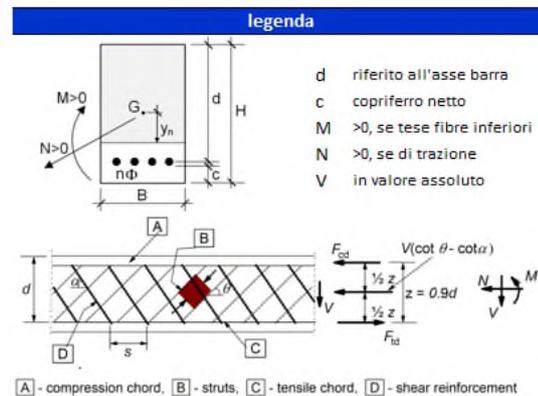


Figura 7.8 – Verifica strutturale SLU e SLE platea di fondazione in direzione x del muro di sostegno sottoscarpa

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	150	4,5	144,3	129,9
armatura longitudinale				
n _{barre}	φ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
10	24	5,7	45,24	
10	24	144,3	45,24	
armatura a taglio				
n _{bracci}	φ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	14	20	90	7,70

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
ME _{Ek}	1213,94 [kNm]	ME _d	1578,12 [kNm]
NE _{Ek}	0 [kN]	NE _d	0,00 [kN]
tensioni e fessure		VE _d	3090,06 [kN]
M _{dec}	0,0 [kNm]	presso-flessione	
M _{cr}	972,3 [kNm]	M _{Rd}	2474,2 [kNm]
y _n		FS	1,57
σ _{c,min}	-4,0 [MPa]	taglio	
σ _{s,min}	-50,2 [MPa]	V _{Rdc}	405,1 [kN]
σ _{s,max}	199,5 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
k ₂		V _{Rds}	3387,4 [kN]
ε _{sm-ε_{cm}}	0,76 [%]	V _{Rdmax}	4286,7 [kN]
s _{r,max}	28,2 [cm]	θ	30,0 [°]
W _k	0,214 [mm]	sezione duttile	
		a _i	112,5 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24,9 [MPa]	γ _s	1,15
γ _c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α _{cc}	0,85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14,1 [MPa]	ε _{uk}	75 [%]
v	0,540		
ε _{c2}	2,0 [%]		
ε _{cu2}	3,5 [%]		
α _e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,45 f _{ck}	11,2 [MPa]
k ₂	3,4	0,8 f _{yk}	360,0 [MPa]
k ₃	0,425	W _{k,lim}	0,3 [mm]

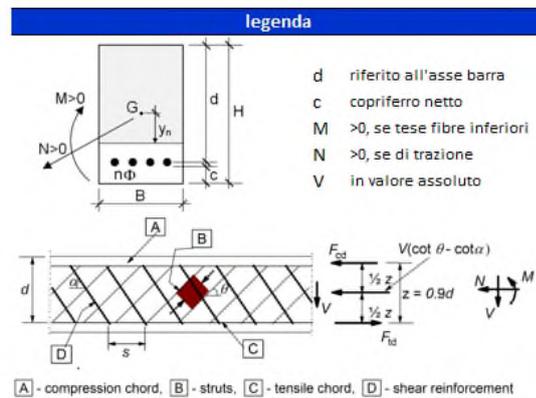


Figura 7.9 – Verifica strutturale SLU e SLE platea di fondazione in direzione y del muro di sostegno sottoscarpa

7.3.3 PALI DI FONDAZIONE

Le armature dei pali sono costituite da:

- 20Φ30 armatura in direzione longitudinale
- Spirale Φ12/15 in direzione trasversale

geometria					sollecitazioni e risultati					
sezione trasversale					SLE		SLU			
D	c	d	passo	interferro	M _{Ek}	N _{Ek}	M _{Ed}	N _{Ed}		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]		
100	7.0	90.3	12.7	9.7	707.6	0.0	919.9	0.0		
armatura longitudinale					momento di cracking					
n _{barre}	φ	r _i	A _{sl}	c _i	M _{cr}	quota asse neutro				
	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[kNm]	y _n	tensioni e fessure			
20	30	40.30	141.37	9.70	282.8	34.16	σ _{c,min}	σ _{s,min}	σ _{s,max}	
armatura a taglio					predispone armatura a taglio					
Tipo	φ	p	A _{sw}		k ₂	ε _{sm-ε_{cm}}	s _{r,max}	w _k	prezzo-flessione	
	[mm]	[cm]	[cm ²]			[‰]	[cm]	[mm]	M _{Rd}	FS
spirale	12	15	2.26		0.5	0.57	46.3	0.26	1837.6	2.00
					taglio					
					V _{Rdc}				V _{Rds}	
					V _{Rdmax}				θ	
					sezione duttile				a _i	
									62.3 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	30 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	24.9 [MPa]	γ _s	1.15
γ _c	1.5	f _{yd}	391.3 [MPa]
α _{cc}	0.85	E _s	200000 [MPa]
f _{cd}	14.1 [MPa]	ε _{uk}	75 [‰]
v	0.5	rara	
ε _{c2}	2.0 [‰]	valori limite	
ε _{cu2}	3.5 [‰]	0,45 f _{ck}	11.2 [MPa]
α _e	15.0	0,8 f _{yk}	360.0 [MPa]
k _t	0.6	w _{k,lim}	0.3 [mm]
k ₁	0.8		
k ₃	3.4		
k ₄	0.425		

legenda	
	d riferito all'asse barra
	c copriferro netto
	M >0, se tese fibre inferiori
	N >0, se di trazione
	V in valore assoluto
Closed links	Spiral links

Figura 7.10 – Verifica strutturale SLU e SLE pali di fondazione del muro di sostegno sottoscarpa

7.4 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche per l'opera in oggetto riguardano:

- Verifica alla stabilità globale dell'opera (A2+M2+R2);
- Verifica di capacità portante del sistema di fondazione-terreno (A1+M1+R3);
- Verifica di portanza trasversale del sistema di fondazione-terreno (A1+M1+R3);

7.4.1 STABILITÀ GLOBALE

La verifica di stabilità globale dell'opera per la combinazione di carico più gravosa (GEO – A2+M2+R2) risulta soddisfatta, con un fattore di sicurezza $FS = 2.317$. Di seguito si riporta il diagramma relativo alla superficie di scivolamento critica.

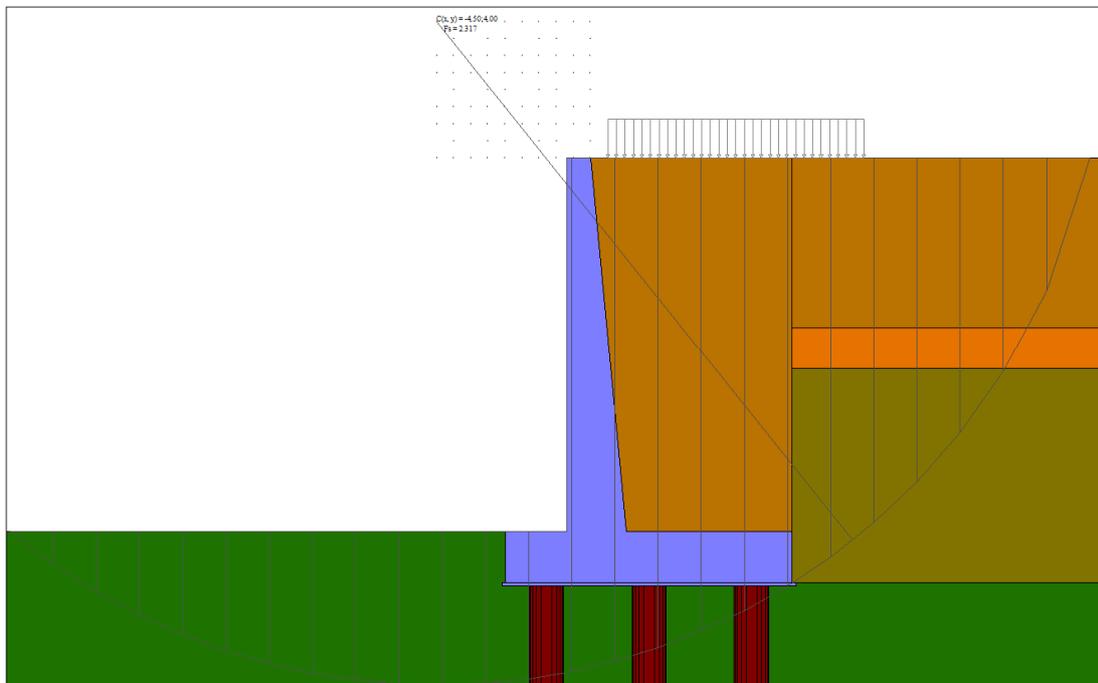


Figura 7.11 – Verifica di stabilità globale del sistema di fondazione-terreno (GEO – A2+M2+R2)

7.4.2 CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano nella tabella seguente i risultati relativi alla verifica di capacità portante del sistema di fondazione – terreno per le combinazioni di carico più gravose.

Combinazione	Fila pali	N	Pd	FS _v
		[kN]	[kN]	
STR (A1-M1-R3)	1	1371.36	3005.13	2.191
STR (A1-M1-R3)	2	2093.24	3005.13	1.436
STR (A1-M1-R3)	3	2815.13	3005.13	1.067
STR (A1-M1-R3) H + V	1	1194.37	3005.13	2.516
STR (A1-M1-R3) H + V	2	2077.47	3005.13	1.447
STR (A1-M1-R3) H + V	3	2960.57	3005.13	1.015
STR (A1-M1-R3) H - V	1	1123.05	3005.13	2.676
STR (A1-M1-R3) H - V	2	1968.72	3005.13	1.526
STR (A1-M1-R3) H - V	3	2814.39	3005.13	1.068

Tabella 7-3 – Verifica di capacità portante sistema di fondazione-terreno

La verifica risulta soddisfatta.

7.4.3 PORTANZA TRASVERSALE

Si riportano nella tabella seguente i risultati relativi alla verifica di portanza trasversale del sistema di fondazione-terreno per le combinazioni di carico più gravose.

Combinazione	Fila pali	N	Pd	FS _v
		[kN]	[kN]	
STR (A1-M1-R3)	1	-623.55	624.48	1.002
STR (A1-M1-R3)	2	-623.55	624.48	1.002
STR (A1-M1-R3)	3	-623.55	624.48	1.002
STR (A1-M1-R3) H + V	1	-628.04	640.87	1.020
STR (A1-M1-R3) H + V	2	-628.04	640.87	1.020
STR (A1-M1-R3) H + V	3	-628.04	640.87	1.020
STR (A1-M1-R3) H - V	1	-599.16	653.54	1.091
STR (A1-M1-R3) H - V	2	-599.16	653.54	1.091
STR (A1-M1-R3) H - V	3	-599.16	653.54	1.091

Tabella 7-4 – Verifica di portanza trasversale sistema di fondazione-terreno

La verifica risulta soddisfatta.



8. CONCLUSIONI

La presente relazione descrittiva riassume i criteri e le scelte progettuali adottate per il dimensionamento e la verifica delle opere necessarie alla realizzazione del nuovo svincolo autostradale di Vado Ligure.

In questa relazione si sono riportate le verifiche condotte per il dimensionamento, le verifiche per il dimensionamento delle opere di sostegno definitive costituite da muri prefabbricati e cordolo gettato in opera.

Vista la complessità delle verifiche e delle opere in oggetto sono state individuate differenti sezioni di calcolo che hanno consentito di indagare tutti i possibili scenari che si presenteranno in fase realizzativa, sia da un punto di vista stratigrafico che geometrico e funzionale delle opere stesse.

Da quanto evince nei capitoli riportati in precedenza, si può osservare come tutte le verifiche siano soddisfatte secondo le prescrizioni normative delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.