

Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i> Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD ENGINEERING</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>HYpro srl</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>		
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>		

OPERE D'ARTE MINORI
MURI DI APPROCCIO AL PONTE SCAVALCO FASCIA TUBIERA ALLA PROG. 6+474
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV. ANNO DPCA0150 D 23	P000S03STRRE01_A		
	CODICE ELAB. P 0 0 0 S 0 3 S T R R E 0 1	A	-
D			
C			
B			
A	Emissione	Gennaio '23	Toreno
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
			VERIFICATO
			APPROVATO

1	PREMESSA	2
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	3
2.1	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE	3
3	MATERIALI	4
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
5	CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE	7
6	METODO DI CALCOLO	8
6.1	CRITERI DI VERIFICA	8
6.1.1	<i>Verifica delle prestazioni (SLU)</i>	8
6.1.2	<i>Verifica delle prestazioni (SLE)</i>	9
6.2	OPERE DI FONDAZIONE	10
6.2.1	<i>Fondazioni superficiali</i>	10
7	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI	14

PROGETTAZIONE ATI:

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante della documentazione per il progetto definitivo della S.S. 195 "Sulcitana", tratto Cagliari - Pula, Opera Connessa Nord.

La presente relazione di calcolo illustra il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali del muro di contenimento in c.a. OS03 tra la progressiva km 0+088,24 e la progressiva km 0+099,13 del cavalcavia di scavalco dell'asse principale in corrispondenza dello svincolo Capoterra - Casic.

progettazione ati:

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI TECNICHE

- [1] **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [2] **Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del C.S.LL.PP. Ministero Infrastrutture e Trasporti:** Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
- [3] **UNI EN 1997-1:2013 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- [4] **UNI EN 1997-2:2007 Eurocodice 7 -** Progettazione geotecnica - Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo
- [5] **UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8 -** Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

progettazione ati:

3 MATERIALI

Calcestruzzo conforme UNI EN 206-1

Classe di resistenza C35/45

SLU

$R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$	Resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente parziale per SLU
$\alpha_{cc} = 0,85$	Fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 37,35 \text{ MPa}$	Resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45,35 \text{ MPa}$	Resistenza a compressione cilindrica media per SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21,17 \text{ MPa}$	Resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
$f_{ctm} = 0,30 (f_{ck})^{2/3} = 3,35 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione media
$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 2,35 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 4,36 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione caratteristica
$f_{ctd} = f_{ctk} (0,05) / \gamma_c = 1,56 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione di progetto
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} = 4,02 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione per flessione media
$f_{ctk} (0,05) = 0,7 f_{ctm} = 2,82 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione per flessione caratteristica
$f_{ctk} (0,95) = 1,3 f_{ctm} = 5,23 \text{ MPa}$	Resistenza a trazione per flessione caratteristica
$E_{c,m} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0,3} = 34625 \text{ MPa}$	Modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,79 \text{ MPa}$	Stato limite di formazione delle fessure
$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 22,41 \text{ MPa}$	Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. rara)
$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 16,81 \text{ MPa}$	Stato limite delle tensioni di esercizio (Comb. quasi perm.)

Acciaio per cemento armato B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$	Tensione di snervamento caratteristica
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente parziale per SLU

progettazione ati:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ MPa}$$

Tensione di snervamento di progetto

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità

SLE

$$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

Stato limite delle tensioni di esercizio

$$n = 15$$

Coefficiente di omogeneizzazione

progettazione ati:

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera presenta uno sviluppo in direzione longitudinale pari a 10,89 m, mentre in direzione trasversale è caratterizzata da una sezione ad U. I piedritti, caratterizzati da un'altezza variabile tra 7,00 m e 11,70 m, presentano uno spessore in testa pari a 0,75 m e uno spessore alla base pari a 1,20 m. La fondazione, caratterizzata da una profondità di posa pari a 2,00 m, presenta un'altezza pari a 1,50 m e una larghezza pari a 13,60 m.

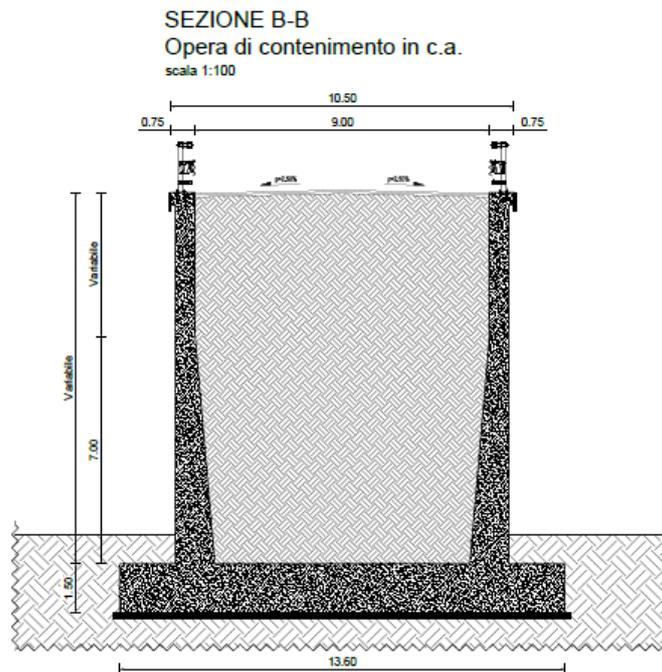


Figura 4.1 Sezione trasversale

Al fine di ridurre eventuali cedimenti assoluti e differenziali rispetto alle opere circostanti, le fondazioni sono realizzate mediante l'esecuzione di colonne in jet grouting Ø600 poste ad interasse pari a 1,20 m in direzione longitudinale e trasversale e con lunghezza pari a 10 m.

progettazione ati:

5 CARATTERISTICHE TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini geognostiche hanno consentito di ricostruire con sufficiente approssimazione i rapporti stratigrafici tra i terreni interessati dalle opere in progetto. Schematicamente la sezione stratigrafica può essere rappresentata da due orizzonti. Il primo, prossimo alla superficie, è costituito da materiale a prevalente componente ghiaiosa in matrice sabbiosa limosa. Il secondo, tipicamente più profondo, è costituito da materiale a prevalente componente sabbiosa in matrice limosa argillosa. In entrambi gli orizzontamenti è possibile rintracciare lenti di materiale fortemente coesivo.

Con riferimento alla caratterizzazione dei litotipi contenuta nella relazione geologica (*codice elaborato T00GE00GEORE01*) e nella relazione geotecnica (*codice elaborato T00GE00GETRE01*), le proprietà geotecniche delle formazioni su cui si impostano le fondazioni delle singole opere e di interesse ai fini delle verifiche contenute nella presente relazione sono di seguito riportate.

UG1a – Deposito ghiaioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 34^\circ \div 38^\circ$
Modulo di Young	$E = 40 \div 60 \text{ MPa}$

UG1b - Deposito sabbioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 32^\circ \div 36^\circ$
Modulo di Young	$E = 20 \div 50 \text{ MPa}$

UG1c - Deposito limoso argilloso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 15 \div 20 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 26^\circ \div 28^\circ$
Coesione non drenata	$c_u = 50 \div 200 \text{ kPa}$
Modulo di Young	$E = 10 \div 30 \text{ MPa}$

UG2 - Deposito sabbioso ghiaioso

Peso dell'unità di volume	$\gamma = 18 \div 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione efficace	$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$
Angolo di resistenza a taglio	$\varphi' = 28^\circ \div 32^\circ$
Modulo di Young	$E = 20 \div 30 \text{ MPa}$

progettazione ati:

6 METODO DI CALCOLO

6.1 CRITERI DI VERIFICA

6.1.1 Verifica delle prestazioni (SLU)

Nel presente paragrafo sono descritti i criteri di verifica adottati per le opere geotecniche.

Le verifiche sono state eseguite in accordo al [1].

Per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni con $\gamma_E = \gamma_F$.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tabella 6-1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

progettazione ati:

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione Ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2 [1].

Tabella 6-1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I [1])

	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	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Resistenza

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R ;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R ;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R .

Tabella 6-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II [1])

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

In condizioni sismiche, le verifiche agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto.

6.1.2 Verifica delle prestazioni (SLE)

La verifica agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) prevede che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d risulti minore del valore di progetto limite dell'effetto delle azioni C_d cioè che venga rispettata la seguente condizione:

progettazione ati:

$$E_d \leq C_d$$

Nel caso in esame si sono valutati gli spostamenti corrispondenti agli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e dei manufatti adiacenti.

6.2 OPERE DI FONDAZIONE

6.2.1 Fondazioni superficiali

Le verifiche delle fondazioni su pali sono effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ 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.

Le verifiche sono effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tabella 6-1, Tabella 6-2 e Tabella 6-3.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non è portato in conto.

Tabella 6-3 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I [1])

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

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si deve verificare il rispetto della condizione $E_d \leq C_d$, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni.

6.2.1.1 Carico limite verticale

L'espressione generale per il calcolo del carico limite fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot \psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot \psi_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

nella quale:

progettazione ati:

- N_c, N_q, N_g fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
- s_c, s_q, s_g fattori di forma della fondazione;
- d_c, d_q, d_g fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- i_c, i_q, i_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_c, b_q, b_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_c, g_q, g_g fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- ψ_c, ψ_q, ψ_g fattori correttivi che tengono conto del fenomeno di punzonamento.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante N_q e N_c si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore N_g si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}$$

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

$$N_g = 2(N_q + 1) \tan \varphi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza B da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_f - 2e_B$$

$$L = L_f - 2e_L$$

dove B_f e L_f sono le dimensioni della fondazione reale.

Fattori di forma

$$s_q = s_c = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1}(D/B) \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$d_g = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

progettazione ati:

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

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi}\right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \varphi}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

In termini di tensioni totali, facendo riferimento alla soluzione di Prandtl (1921) e alle successive generalizzazioni, la capacità portante limite si calcola con l'espressione:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q$$

dove $N_c = 2 + \pi$.

Fattori di forma

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \frac{D}{B} \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0,4 \tan^{-1}(D/B) \quad \text{per profondità relative } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

progettazione ati:

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

$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

dove α è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

Fattori di inclinazione del pendio

Il caso di piano campagna inclinato comporta l'applicazione del fattore correttivo e l'aggiunta nell'espressione del carico limite del termine

$$\frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

$$N_\gamma = -2 \sin \omega$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

dove ω è l'inclinazione del piano campagna.

6.2.1.2 Carico limite orizzontale

La resistenza di calcolo allo scorrimento del piano di posa della fondazione è espressa dalla relazione:

$$q_{lim} = c + \frac{N}{A} \tan \varphi$$

nella quale si assume che il contatto tra fondazione e terreno abbia le stesse caratteristiche di resistenza del terreno.

progettazione ati:

7 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE FONDAZIONI

Le fondazioni dell'opera di contenimento in c.a. OS03 sono realizzate mediante l'esecuzione di colonne in jet grouting Ø600 poste ad interasse pari a 1,20 m in direzione longitudinale e trasversale e con lunghezza pari a 10 m.

Stratigrafia del terreno

Data la sostanziale uniformità delle tipologie di terreno incontrate nella tratta in esame, si assume una unica stratigrafia di riferimento, costituita da un unico orizzontamento, rappresentato dal terreno consolidato. La falda si considera cautelativamente a 7 m dal p.c.

Strato (n)	Unità geotecnica	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
1	Terreno consolidato	10,0	22,0	30	34	500

Caratteristiche del terreno consolidato

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLE COLONNE IN JET GROUTING

Diametro colonna in jet grouting	$D_{col} = 60 \text{ cm}$
Area colonna in jet grouting	$A_{col} = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2827 \text{ cm}^2$
Interasse colonne in jet grouting	$i = 120 \text{ cm}$
Area di influenza	$A_{inf} = i^2 = 14440 \text{ cm}^2$
Modulo elastico colonna in jet grouting	$E_{col} = 2500 \text{ MPa}$
Coesione colonna in jet grouting	$c_{col} = 150 \text{ kPa}$

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO CONSOLIDATO

Peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (invariato dopo il trattamento)
Coesione equivalente	$c'_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) c_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) c_t = 30 \text{ kPa}$
Angolo di attrito	$\phi' = 34^\circ$ (invariato dopo il trattamento)
Modulo elastico equivalente	$E_{eq} = (A_{col} / A_{inf}) E_{col} + (1 - A_{col} / A_{inf}) E_t = 523 \text{ MPa}$
Modulo di Poisson	$\nu = 0,30$

dove

- $c_t = 0 \text{ kPa}$ coesione terreno prima del trattamento
- $E_t = 40 \text{ Mpa}$ modulo di Young del terreno prima del trattamento

I valori assunti per le caratteristiche meccaniche delle colonne di jet grouting sono cautelativi e facilmente raggiungibili nei terreni in questione con i sistemi di esecuzione più comuni; tuttavia si rende indispensabile l'esecuzione di una campagna di prova in sito ed in laboratorio, su carote di

progettazione ati:

terreno consolidato prelevate sia verticalmente che orizzontalmente, per la valutazione delle resistenze meccaniche ottenute con tale trattamento.

Geometria scatolare

Descrizione: Scatolare tipo vasca

Altezza esterna	13,20	[m]
Larghezza esterna	10,20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	1,70	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	1,70	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,90	[m]
Spessore piedritto destro	0,90	[m]
Spessore fondazione	1,50	[m]

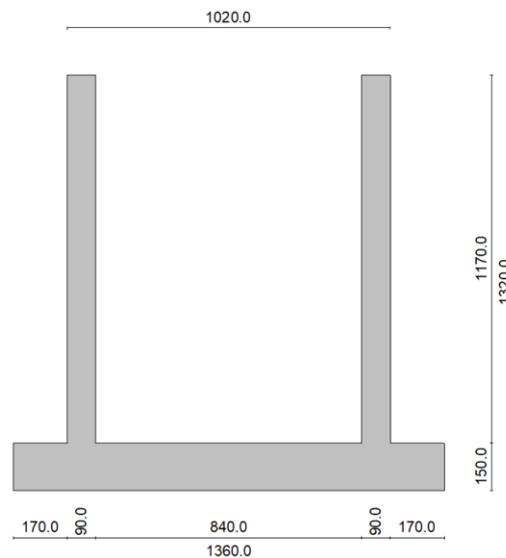


Figura 7.1 Sezione trasversale

Caratteristiche strati terreno

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	19,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	36,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	24,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	0	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	19,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	19,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	34,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	22,67	[°]
Coesione	30	[kPa]

progettazione ati:

Costante di Winkler

260

[kPa/cm]

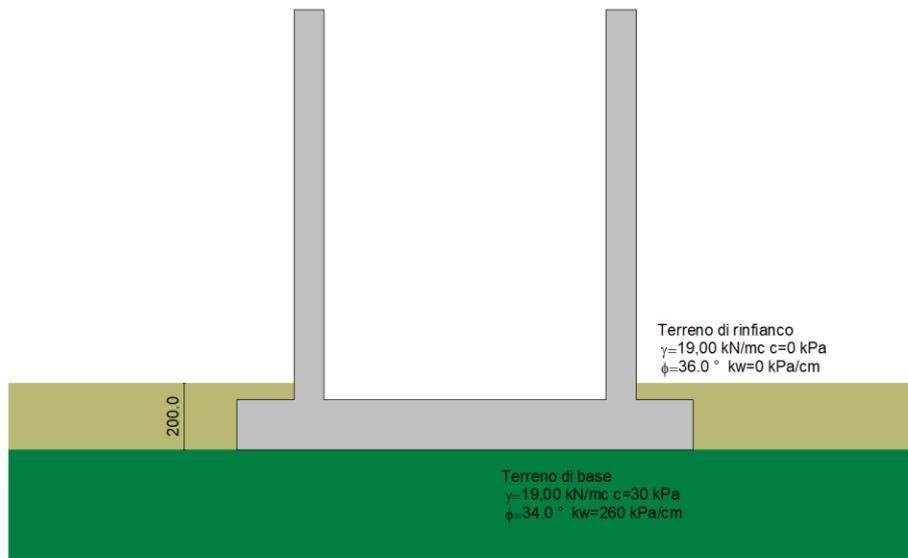


Figura 7.2 Profilo stratigrafico

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (esprese in m) positive verso destra
Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
 V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

progettazione ati:

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Terreno di riempimento)

Distr	Pied_S	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = -94,80	V _{nf} = 0,00	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
Distr	Pied_D	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = 94,80	V _{nf} = 0,00	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
Distr	Fondaz.	X _i = 2,60	X _f = 11,00	V _{ni} = 222,30	V _{nf} = 222,30	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00

Condizione di carico n° 8 (Traffico)

Distr	Pied_S	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = -8,50	V _{nf} = -8,50	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
Distr	Pied_D	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = 8,50	V _{nf} = 8,50	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
Distr	Fondaz.	X _i = 2,60	X _f = 11,00	V _{ni} = 20,00	V _{nf} = 20,00	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00

Condizione di carico n° 9 (Inerzia terreno sinistra)

Distr	Pied_S	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = -9,60	V _{nf} = -9,60	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
-------	--------	-----------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------	------------------------

Condizione di carico n° 10 (Inerzia terreno destra)

Distr	Pied_D	Y _i = 1,50	Y _f = 13,20	V _{ni} = 9,60	V _{nf} = 9,60	V _{ti} = 0,00	V _{tf} = 0,00
-------	--------	-----------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**

Metodo di calcolo della portanza

Hansen

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	39.214903
Longitudine	9.109499
Comune	Cagliari
Provincia	Cagliari

progettazione ati:

Regione	Sardegna
Punti di interpolazione del reticolo	0 - 0 - 0 - 0
Tipo di opera	
Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV - Opere strategiche ed industrie molto
pericolose	
Vita di riferimento	100 anni
Combinazioni SLU	
Accelerazione al suolo $a_g =$	0.59 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 7.18$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.59$
Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo $a_g =$	0.31 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 3.76$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 1.88$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Mononobe-Okabe
Angolo diffusione sovraccarico	30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,412	0,000
2	0,412	0,000
3	0,412	0,309
4	0,412	0,290
5	0,412	0,309
6	0,412	0,290
7	0,412	0,000
8	0,412	0,000
9	0,412	0,000

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
N_c, N_q, N_g	Fattori di capacità portante
$N_{c'}, N_{q'}, N_{g'}$	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]
Qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

progettazione ati:

OPERE D'ARTE MINORI – OPERA DI CONTENIMENTO IN C.A. SVINCOLO CAPOTERRA – CASIC –
RELAZIONE DI CALCOLO

Q_y Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	Q _U	Q _Y	FS
1	42,16	29,44	28,77	44,64	30,57	28,77	6219	84575,65	3833,95	22,06
2	42,16	29,44	28,77	44,64	30,57	28,77	6219	84575,65	4085,95	20,70
3	42,16	29,44	28,77	43,30	29,68	27,61	5851	79568,89	2986,89	26,64
4	42,16	29,44	28,77	43,24	29,64	27,55	5836	79368,75	2911,50	27,26
5	42,16	29,44	28,77	43,30	29,68	27,61	5851	79568,89	2986,89	26,64
6	42,16	29,44	28,77	43,24	29,64	27,55	5836	79368,75	2911,50	27,26

Le verifiche di sicurezza geotecniche allo SLU e allo SLV risultano soddisfatte per ciascuna combinazione di carico considerata.

Spostamenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,006	1,167
3,38	-0,004	0,844
6,80	0,000	0,727
10,22	0,004	0,844
13,60	0,006	1,167

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,006	1,167
3,38	-0,004	0,844
6,80	0,000	0,727
10,22	0,004	0,844
13,60	0,006	1,167

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [cm]	u _y [cm]
0,00	-0,006	1,167
3,38	-0,004	0,844
6,80	0,000	0,727
10,22	0,004	0,844
13,60	0,006	1,167

I cedimenti subiti dal manufatto allo SLE risultano compatibili con l'opera prevista per ciascuna combinazione di carico considerata.

progettazione ati:

Verifiche strutturali

Piedritto

VERIFICA A FLESSIONE

- Criterio di verifica: $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

La valutazione della resistenza a flessione della sezione in c.a. è stata eseguita trascurando il contributo dello sforzo normale ($N_{Ed} = 0$).

- Ipotesi di calcolo:
 - conservazione delle sezioni piane;
 - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
 - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
 - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
 - rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per il calcolo del momento resistente M_{Rd} della sezione in c.a. è stato utilizzato il software *VcaSlu* ().

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione		$b = 100 \text{ cm}$
Altezza della sezione		$h = 120 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione		$d = 115 \text{ cm}$
Armatura zona compressa	(10Ø24)	$A'_s = 45,24 \text{ cm}^2$
Armatura zona tesa	(10Ø24 + 10Ø24)	$A_s = 90,48 \text{ cm}^2$

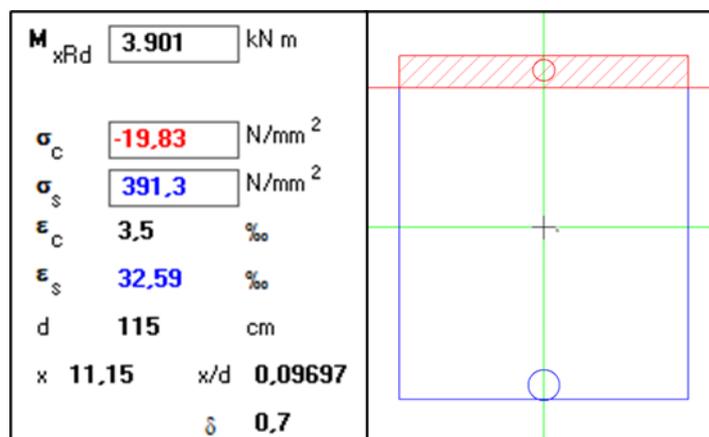


Figura 7.3 Momento resistente sezione in c.a. piedritto

progettazione ati:

Confronto: 3901 kNm (= M_{Rd}) > 3684 kNm (= M_{Ed}).

VERIFICA A TAGLIO

- Criterio di verifica: $V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$

La valutazione della resistenza a taglio è eseguita mediante le seguenti espressioni che analizzano rispettivamente il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale V_{Rsd} e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: (i) le armature trasversali (inclinate di un angolo α), (ii) le armature longitudinali, (iii) il corrente compresso di calcestruzzo, (iv) i puntoni d'anima inclinati di un angolo θ .

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione	b = 100 cm
Altezza della sezione	h = 120 cm
Copriferro della sezione	c = 5 cm
Altezza utile della sezione	d = 115 cm
Diametro delle staffe	$d_w = 12$ mm
Numero di braccia	$n_w = 3$
Area totale staffe	$A_{sw} = 3,39$ cm ²
Passo delle staffe	s = 30 cm
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90,0^\circ$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21,8^\circ$ (cot $\theta = 2,50$)
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = \min\{1145$ kN; 2831 kN}

Confronto: 1145 kN (= V_{Rd}) > 868 kN (= V_{Ed}).

Le verifiche di sicurezza strutturali risultano soddisfatte.

progettazione ati:

Fondazione

VERIFICA A FLESSIONE

- Criterio di verifica: $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

La valutazione della resistenza a flessione della sezione in c.a. è stata eseguita trascurando il contributo dello sforzo normale ($N_{Ed} = 0$).

- Ipotesi di calcolo:
 - conservazione delle sezioni piane;
 - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
 - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
 - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
 - rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per il calcolo del momento resistente M_{Rd} della sezione in c.a. è stato utilizzato il software *VcaSlu* ().

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione		$b = 100 \text{ cm}$
Altezza della sezione		$h = 150 \text{ cm}$
Altezza utile della sezione		$d = 144 \text{ cm}$
Armatura zona compressa	(10Ø22)	$A'_s = 38,01 \text{ cm}^2$
Armatura zona tesa	(10Ø22 + 10Ø22)	$A_s = 76,02 \text{ cm}^2$

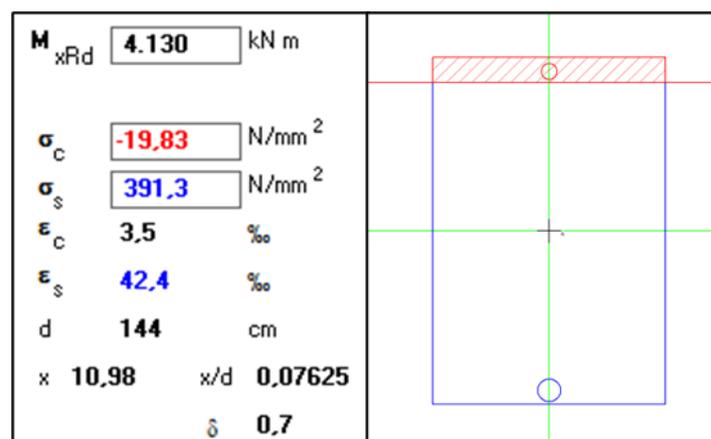


Figura 7.4 Momento resistente sezione in c.a. fondazione

Confronto: $4130 \text{ kNm} (= M_{Rd}) > 3604 \text{ kNm} (= M_{Ed})$.

progettazione ati:

VERIFICA A TAGLIO

- Criterio di verifica: $V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} \geq V_{Ed}$

La valutazione della resistenza a taglio è eseguita mediante le seguenti espressioni che analizzano rispettivamente il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale V_{Rsd} e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo V_{Rcd} .

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: (i) le armature trasversali (inclinate di un angolo α), (ii) le armature longitudinali, (iii) il corrente compresso di calcestruzzo, (iv) i puntoni d'anima inclinati di un angolo θ .

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE

Larghezza della sezione	b = 100 cm
Altezza della sezione	h = 150 cm
Copriferro della sezione	c = 6 cm
Altezza utile della sezione	d = 144 cm
Diametro delle staffe	d _w = 12 mm
Numero di braccia	n _w = 3
Area totale staffe	A _{sw} = 3,39 cm ²
Passo delle staffe	s = 30 cm
Inclinazione delle staffe	$\alpha = 90,0^\circ$
Inclinazione delle bielle compresse	$\theta = 21,8^\circ$ (cot $\theta = 2,50$)
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	$\alpha_c = 1$

Resistenza a taglio della sezione $V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = \min\{1433 \text{ kN}; 3545 \text{ kN}\}$

Confronto: 1433 kN (= V_{Rd}) > 868 kN (= V_{Ed}).

Le verifiche di sicurezza strutturali risultano soddisfatte.

progettazione ati: