



COMUNE DI PALOMBARA SABINA

CITTÀ METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE



Piano Nazionale
di Ripresa e Resilienza

MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO A RISCHIO
IDROGEOLOGICO
SISTEMAZIONE CON OPERE DI INGEGNERIA
NATURALISTICA E REGIMENTAZIONE IDRAULICA DEL
FOSSO C085_0157 LOCALITA' DOGANELLA

C.I.G. 87351054AE

C.U.P. B14H20001410001

Progetto definitivo/esecutivo

RELAZIONE DI CALCOLO E FASCICOLO
DEI CALCOLI DI STABILITA'

PS16G



**E.M.R. PROGETTI AMBIENTE
E SVILUPPO SOSTENIBILE
S.R.L.**

00028 Subiaco (Rm)
Viale Francesco Petrarca, 34
P. IVA 16045981004
e.appodia@emrprogetti.com

Il progettista
Ing. Marco D'Innocenti

RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto le analisi dei carichi, le analisi delle sollecitazioni e le verifiche relative all'installazione di elementi prefabbricati in c.a.v. per la messa in sicurezza del territorio a rischio idrogeologico – sistemazione con opere di ingegneria naturalistica e regimazione idraulica del fosso C085_0157 sito in Località Doganella a Palombara Sabina (RM).

Il progetto prevede l'utilizzo degli elementi prefabbricati in C.A.V., aventi dimensioni 300x200 cm con spessore delle pareti pari a 16 cm, in due diversi tratti.

Nel primo tratto, costituito da 8 elementi prefabbricati affiancati, lo sviluppo longitudinale sarà di 16 m.

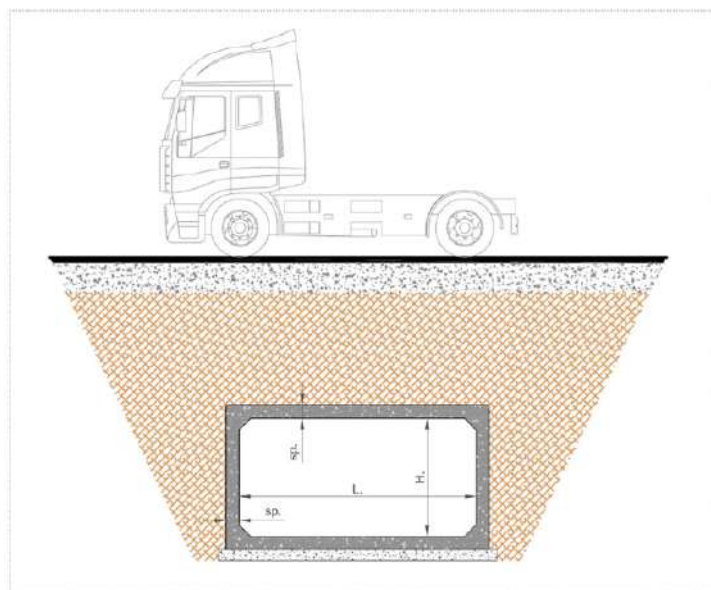
Nel secondo tratto, costituito da 5 elementi prefabbricati affiancati, lo sviluppo longitudinale sarà di 10 m.

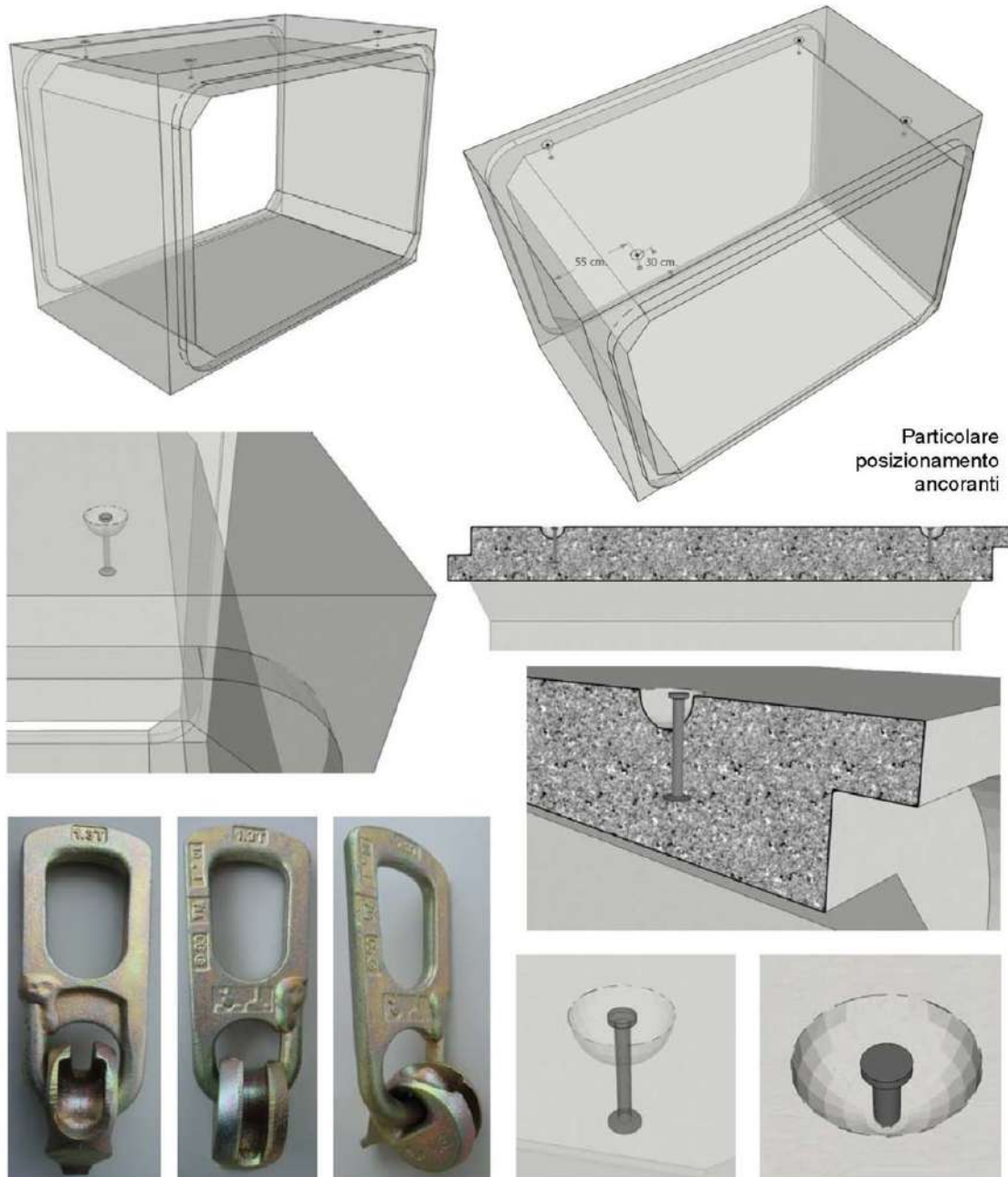
In entrambi casi gli elementi prefabbricati, così come da indicazione del costruttore, saranno poggiati su di una fondazione in C.A.O., spessa 30 cm ed armata con 1+1 Φ 8/10 nelle 2 direzioni X e Y, e saranno ricoperti da terreno per uno strato avente uno spessore variabile tra i 70 e i 150 cm.

Le verifiche strutturali dei manufatti sono condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura.

Gli elementi scatolari sono autoportanti ed idonei a sopportare:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un mezzo stradale da 600 kN;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche;
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.





MANIGLIONI per movimentazione e posa scatolari
N.B. l'angolo di tiro delle funi non deve essere superiore a 30°

MATERIALI

Calcestruzzo C40/50

R_{ck}	500	(daN/cm ²)
f_{ck}	415	(daN/cm ²)
f_{cd}	277	(daN/cm ²)
f_{ct}	235	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_c	187	(daN/cm ²) (S.L.E.)
E_c	348810	(daN/cm ²)
ν	0,2	

Classe di esposizione XC2 "Corrosione indotta da carbonatazione - ambiente ordinario non aggressivo"

Valori nominali di massima fessurazione (mm)

Combinazione frequente 0,30

Acciaio B450C

f_{tk}	5400	(daN/cm ²)
f_{yk}	4500	(daN/cm ²)
f_{sd}	3910	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_y	3000	(daN/cm ²) (S.L.E.)
ϵ	0,0100	
E_a	2100000	(daN /cm ²)

Raggi di curvatura

D = diametro minimo del mandrino

barre	per $\phi \leq 16$ mm D=6 ϕ
	per $\phi \geq 16$ mm D=11 ϕ
staffe, ripartitori, legature/spilli	per $\phi \leq 12$ mm D=2 ϕ
	per $\phi > 12$ mm e < 18 mm D=4 ϕ
	per $\phi > 18$ mm e < 25 mm D=5 ϕ

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = (\sigma / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \text{ dove: } \sigma_{sd} = f_{yd} \text{ } 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,65 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcestruzzo C40/50)}$$

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\sigma / 4) \text{ } l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \text{ max } \{15\text{cm}; 37 \phi\}$$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 37 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC2); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 50 anni, classe di resistenza maggiore di C35/45 (diminuzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (diminuzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 15 mm (c_{min}) + 5 mm (c_{dev} , gli elementi non conformi sono scartati) = 20 mm (c_{nom}) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

Per questo tipo di opere interrate si assume copriferro nom. min. 3 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

METODO COSTRUTTIVO

Nell'ambito del presente lavoro è inclusa la fornitura di elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato, a sezione rettangolare di dimensioni interne nette riportate nelle tavole di progetto.

I manufatti prefabbricati dovranno essere conformi alla norma Uni EN 14844 con ricoprimenti minimi e massimi rilevati dal profilo longitudinale di progetto.

Le armature dovranno essere dimensionate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., in particolare dovranno essere realizzate con doppia rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi sagomati.

I manufatti dovranno essere vibrocompressi, ben stagionati, compattati, levigati, lisci, perfettamente rettilinei, a sezione interna rettangolare, di spessore uniforme su tutte le pareti, scevri da screpolature e fessure, conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni e successiva Circolare applicativa.

I manufatti prefabbricati dovranno essere confezionati con calcestruzzo con classe di resistenza C40/50, con inerti perfettamente lavati di granulometria assortita di almeno tre granulometrie, rispettando il fuso granulometrico di Fuller, in conformità a quanto prescritto dalla UNI 206-2016. Il calcestruzzo dovrà essere prodotto nel cantiere di prefabbricazione con propri impianti di betonaggio, provvedendo oltre al controllo delle miscele, anche il controllo del rapporto a/c tenendo conto dell'umidità degli inerti.

I manufatti prefabbricati dovranno essere armati con gabbia rigida costituita da rete elettrosaldata di acciaio B450C e da eventuali ferri sagomati, saldati e posizionati correttamente in acciaio B450C, opportunamente calcolata e dimensionata in funzione dei carichi e delle sollecitazioni previste, copriferro min. come da normativa, verifica al rischio sismico ed alla fessurazione secondo la normativa vigente.

I manufatti dovranno essere posti in opera su base continua di calcestruzzo con classe di resistenza minima C12/15, armata con rete elettrosaldata di acciaio, dimensioni 6 mm, maglia 20x20 cm, stesa sovrapponendo maglia a maglia sulle giunzioni, con spessore minimo di 20 cm, compreso l'onere del controllo della livelletta con l'ausilio di idonee apparecchiature laser; indicazioni da verificare e confermare da parte del Progettista e del Direttore dei Lavori delle strutture in opera anche sulla base delle indicazioni contenute nelle indagini geologiche e geotecniche.

I manufatti dovranno avere lunghezza utile non inferiore a quanto indicato negli elaborati di progetto, completo di giunto a risega a tutto spessore, con possibilità di posizionamento di guarnizione, conforme alle norme vigenti, alloggiata su apposita sede, con spessore di rinterro e caratteristiche come dai disegni di progetto, in conformità a quanto previsto dalla normativa italiana vigente sui cementi armati e compreso di ganci di sollevamento a fungo per la movimentazione.

Eventuali ispezioni per passo d'uomo dovranno essere predisposte con apposite dime in ferro zincato debitamente fissate all'armatura con adeguati cordoli di collegamento, il tutto integrato nel getto a perfetta regola d'arte.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume dell'acqua)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} = 30^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_{\text{Winkler}} = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

categoria di sottosuolo tipo B - Categoria topografica T1, coefficiente topografico = 1

In fase di apertura degli scavi dovrà essere confermato il dato di progetto assunto o in caso contrario dovranno essere assunte tutte le cautele del caso.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume dell'acqua)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} = 33^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_0 \text{ (spinta a riposo)} = 1 - \sin \Phi = 0,50$$

categoria di sottosuolo tipo B - Categoria topografica T1, coefficiente topografico = 1

Il rinterro deve iniziare il più presto possibile dopo la posa dell'elemento scatolare.

Il cunicolo dovrebbe essere riempito fino al livello superiore dell'elemento scatolare, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati, compattati con compattatori leggeri o manuali, in strati non eccedenti 200 mm e mantenendo una differenza di livello di entrambi i lati dell'elemento scatolare non maggiore di 500 mm.

Il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare dovrebbe essere realizzato in strati da 200 mm di materiale granulare.

Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

I carichi di cantiere, con un ricoprimento minimo diverso da quello previsto, richiederanno ulteriori approfondimenti progettuali.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”;

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

METODO DI CALCOLO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma agli elementi finiti:

SISMICAD della società Concrete srl.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato “Tabulati di calcolo”.

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di un telaio chiuso simmetrico su appoggio continuo su suolo elastico alla Winkler e soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un mezzo stradale da 600 kN;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo dei piedritti e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.

ANALISI DEI CARICHI

Il ricoprimento tra l'estradosso dell'elemento e il piano stradale è considerato pari a 70 cm, condizione di carico leggermente più gravosa rispetto al ricoprimento di 150 cm.

Carichi permanenti

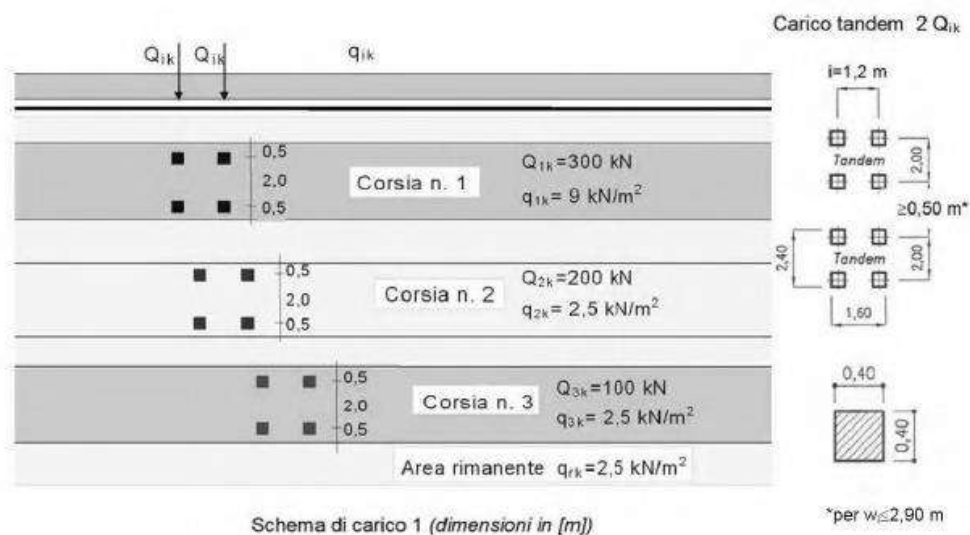
Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto e dal peso proprio dello scatolare:

$$P_{v,terr} = 0,70 \times 20,00 = 14,00 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 KN/m³, è valutato automaticamente dal programma.

Carichi variabili

Per il carico variabile sulla soletta superiore dello scatolare viene considerato lo schema di carico stradale 1.



Nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato dai due assi del mezzo convenzionale (carico totale 600 kN, impronta 2,40 m x 1,60 m) che generano un carico distribuito (massicciata stradale e terreno con diffusione carico a 45°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 600 / ((2,40 + 0,70 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16) \times (1,60 + 0,70 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16)) =$$
$$= 600 / (3,96 \times 3,16) \Rightarrow 50,00 \text{ kN/m}^2$$

Date le dimensioni dello scatolare, non assimilabile a un ponte stradale, non si considera il carico distribuito di 9,00 kN/m².

Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico trapezoidale agente sulle pareti laterali a partire dall'interasse della soletta superiore fino all'interasse di quella inferiore:

$$P_{H,terr,sup} = 0,78 \times 20,00 \times 0,50 = 7,80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 7,80 + (2,16 \times 20,00 \times 0,50) = 29,40 \text{ kN/m}^2$$

Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari allo schema di carico stradale 1, in cui i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,00 m e lunga 2,20 m. I carichi vengono diffusi con un angolo di 30° dal livello superiore fino al livello inferiore dello scatolare.

Al livello superiore vale:

$$Q_{H,veic,sup} = (600 / ((3,00 + 0,70 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,16) \times (2,20 + 0,70 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,16))) \times 0,50 = \\ = (600 / (4,56 \times 3,76)) \times 0,50 = 17,50 \text{ kN/m}^2$$

Al livello inferiore vale:

$$Q'_{H,veic,inf} = (600 / ((4,56 + 2,16 \operatorname{tg}30^\circ \times 2) \times (3,76 + 2,16 \operatorname{tg}30^\circ \times 2))) \times 0,50 = \\ = (600 / (7,05 \times 6,25)) \times 0,50 = 8,00 \text{ kN/m}^2$$

Frenamento

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

Acqua interna

Si è ipotizzato l'elemento a massimo livello non in pressione.

Sulla soletta inferiore si avrà sovraccarico accidentale pari a:

$$P_{v,acqua\ int} = 2,00 \times 10,00 = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello superiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,sup} = 0 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello inferiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,inf} = 2,00 \times 10,00 = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

Falda acquifera

Non è prevista la presenza della falda alle quote in progetto.

Azioni termiche

Dato che il manufatto (dimensioni modeste) risulta essere interrato e quindi non direttamente esposto agli eventi atmosferici, gli effetti dovuti alle variazioni termiche possono essere trascurati.

Azioni sismiche

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i.; tuttavia tale condizione risulta tra le meno impegnative se raffrontata all'applicazione degli SLU e degli SLE.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato come descritto al paragrafo 7.9.5.4.2 del D.M. 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si

può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$."

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le forze di inerzia di progetto o forze pseudo statiche vengono determinate moltiplicando le masse per l'accelerazione pari a $a_g \times S$, in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico stradale (modeste dimensioni del manufatto).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfianco agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrato con queste dimensioni.

SLV:

Vita nominale dell'opera 50 anni

Classe d'uso II

Periodo di riferimento $V_r = 100 \times 1,00 = 100$ anni

$a_g = 0,1473 \text{ g}$ $F_o = 2,4233$ $T^*c = 0,2762 \text{ s}$

Suolo tipo C

Categoria topografica T1

$S = S_s \times S_T = 1,50 \times 1,00 = 1,50$

Accelerazione massima del sito $a_{max} = 0,2190 \text{ g}$

$\beta_m = 1,00$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,2190$

$k_v = 0,50 \times 0,2190 = 0,1095$

La forza orizzontale sismica da applicare a livello dell'interasse della soletta superiore è pari a:

$S_r = k_h \times ((\gamma_t \times H_{ric.}) + (\text{peso manufatto}/2/L))$

peso manufatto al metro lineare = 44,50 kN

$L = \text{larghezza media scatolare} = 3,16 \text{ m}$

$S_r = 0,2190 \times ((0,70 \times 20,00) + (44,50 / 2 / 3,16)) = 4,60 \text{ kN/m}^2$

La spinta dinamica da applicare sui piedritti dello scatolare è pari a:

$E_d = E_{ws} + E_{wd} + E_{dd} = \gamma_w \times h_w + 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w + 1/2 \gamma^* (1 + k_v) K H$

$H = \text{altezza media scatolare} = 2,16 \text{ m}$

$E_{ws} = \gamma_w \times h_w$, spinta statica dell'acqua esterna = 0 kN/m²

$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w$, spinta idrodinamica acqua esterna = 0 kN/m²

$\gamma^* = \text{peso di volume del terreno}$

K = coefficiente di spinta della terra statica + dinamica calcolata secondo la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^{-2}$$

ϕ = angolo di attrito interno = 30°

$\theta = \arctan((k_h / (1 - k_v))) = 0,241$

β = inclinazione paramento = 0

K = 0,514

Edd = 1/2 x 20,00 x (1+0,1095) x 0,514 x 2,16 = 12,40 kN/m² (carico rettangolare sul piedritto).

ANALISI DEI CEDIMENTI

Dall'analisi del modello di calcolo dello scatolare soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. gli spostamenti assoluti nel nodo di mezzeria della soletta superiore sono di circa 0,60 cm, minori di 1/500 della lunghezza del traverso (316 cm / 500 = 0,63 cm) , compatibili con le comuni condizioni di posa.

	Condizione SLE	
	SPOSTAMENTO ASSOLUTO [mm]	RAPPORTO DEFORMATA/LUCE
NODO SUPERIORE	-0,60 cm	<1/500
NODO INFERIORE	trascurabile	-

Le deformazioni così determinate risultano compatibili con la struttura ed in alcun modo pregiudizievoli all'utilizzo dell'opera.

Calcolo delle pressioni medie sul terreno

Le pressioni medie di contatto sul terreno registrate allo S.L.U. sono pari a circa 1,50 daN/cm², valori ammissibili con le caratteristiche tecniche medie adottate per il terreno di appoggio, comunque da verificare rispetto alle indicazioni derivanti da specifiche indagini geologiche e geotecniche.

Criterio di calcolo della capacità portante

Le verifiche geotecniche sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale sono applicati i coefficienti sulla resistenza globale (R3) per fondazioni superficiali.

Nella tabella 6.4.I estratta dalle NTC 2018 si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

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

Una delle prime famiglie di formule per il calcolo della capacità portante fu proposta da Terzaghi (1943) valide nel caso in cui $D \leq B$. Meyerhof (1951,1963) propose una formula per il calcolo della capacità portante simile a quella di Terzaghi, introducendo però un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q . Inoltre introdusse dei fattori di profondità d_i e di pendenza i_i , per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

Il valore di q_{ult} ottenuto da Meyerhof non differisce sensibilmente da quello di Terzaghi fino a $D = B$, mentre per rapporti D/B elevati la differenza è più pronunciata.

Vista l'assenza di carichi inclinati, la formula per il calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per un carico verticale è di seguito riportata:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Dove:

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' ;

s_γ, s_q, s_c = fattori di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

d_γ, d_q, d_c = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;

c = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico permanente di sconfinamento al livello del piano di posa della fondazione.

Verifica delle pressioni sul terreno

Si verifica a favore di sicurezza una striscia di fondazione di larghezza unitaria e la tensione massima del terreno risulta pari a :

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)							
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$						2106	kN/m ²
con:							
$q' = \gamma_{sat} * d =$		60,4	kN/m ²	$d =$		3,02	m
$\gamma_{sat} =$		20	kN/m ³	$B =$		1,00	m
$\text{per } \phi =$		30°		$L =$		3,32	m
$c' =$		0	kN/m ²				
$N_c =$		30,14		$N_q =$		18,40	
$s_c =$		1,18		$s_q =$		1,09	
$d_c =$		2,05		$d_q =$		1,52	
Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)							
$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$						1469	kN/m ²
con:							
$q' = \gamma_{sat} * d =$		60,4	kN/m ²	$d =$		3,02	m
$\gamma_{sat} =$		20	kN/m ³	$B =$		1,00	m
$\text{per } \phi =$		30°	0,524	$L =$		3,32	m
$c' =$		0	kN/m ²				
$N_c =$		37,16		$N_q =$		22,46	
$s_c =$		1,00		$a =$		3,35	
$K_{py} =$		30,00		$\pi =$		180°	
				$\pi =$		3,14	
				$s_\gamma =$		1,00	

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2,3 si ricavano le pressioni medie allo S.L.U. sul terreno da confrontare con i valori ottenuti dalla modellazione di calcolo.

A favore della sicurezza si considera la capacità ultima ricavata con la formula del Terzaghi più restrittiva rispetto a quella di Meyerhof.

Pressione terreno: $q_{ult} / F.S. = 14,69 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 6,38 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 1,50 \text{ daN/cm}^2$.

TABULATO DI CALCOLO

Si riportano a seguire le estrapolazioni del tabulato di calcolo per lo scatolare in oggetto (tutti i valori si riferiscono alla lunghezza di 1,00 m).

1 Azioni e carichi

1.1 Combinazioni di carico

Famiglia Limite ultimo

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	LU 1	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35	1.35	0	1.35
2	LU 2	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	1.35	0	1.35
3	LU 3	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	1.35
4	LU 4	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	1.35
5	LU 5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	0	1.35	0	1.35
6	LU 6	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	0	1.35
7	LU 7	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35	1.35	0	1.35
8	LU 8	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	1.35	0	1.35
9	LU 9	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35	0	0	1.35
10	LU 10	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	1.35
11	LU 11	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0	1.35	0	1.35
12	LU 12	1.35	1.35	1.35	0	0	0	1.35	0	1.35
13	LU 13	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0	0	0	1.35
14	LU 14	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	1.35
15	LU 15	1	1	1	1	0	0	0	1	1
16	LU 16	1	1	1	0	0	0	0	1	1

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	RA 1	1	1	1	1	1	1	1	0	1
2	RA 2	1	1	1	0	1	1	1	0	1
3	RA 3	1	1	1	1	1	1	0	0	1
4	RA 4	1	1	1	0	1	1	0	0	1
5	RA 5	1	1	1	1	1	0	1	0	1
6	RA 6	1	1	1	0	1	0	1	0	1
7	RA 7	1	1	1	1	0	1	1	0	1
8	RA 8	1	1	1	0	0	1	1	0	1
9	RA 9	1	1	1	1	0	1	0	0	1
10	RA 10	1	1	1	0	0	1	0	0	1
11	RA 11	1	1	1	1	0	0	1	0	1
12	RA 12	1	1	1	0	0	0	1	0	1
13	RA 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	RA 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	FR 1	1	1	1	1	0.75	0.75	0.75	0	1
2	FR 2	1	1	1	0	0.75	0.75	0.75	0	1
3	FR 3	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	1
4	FR 4	1	1	1	0	0.75	0.75	0	0	1
5	FR 5	1	1	1	1	0.75	0	0.75	0	1
6	FR 6	1	1	1	0	0.75	0	0.75	0	1
7	FR 7	1	1	1	1	0	0.75	0.75	0	1
8	FR 8	1	1	1	0	0	0.75	0.75	0	1
9	FR 9	1	1	1	1	0	0.75	0	0	1
10	FR 10	1	1	1	0	0	0.75	0	0	1
11	FR 11	1	1	1	1	0	0	0.75	0	1
12	FR 12	1	1	1	0	0	0	0.75	0	1
13	FR 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	FR 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

1.2 Definizioni di carichi lineari

[illegible]

Verifica della sezione della soletta sup. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{ct1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	320	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	49,00	66,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	14	7,70
5	14	7,70
		16,81

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,01401		
ρ' _s	0,00118		
ω _t	0,21258		
δ	0,94828		
x	5,48	cm	
J _i	15532	cm ⁴	
σ _c =	17,30	N/mm ²	OK
σ _s =	287,79	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,23306	OK	
ω' _s	0,01960	OK	
x	2,56	cm	
z _s	10,72	cm	
z' _s	-2,72	cm	
ε _s	0,0096		
ε' _s	0,0009		
M _{rd} =	68,99	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali ordinarie			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	14,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0168		
σ _{tm}	133,30	mm	
M _k	39,00	kNm	
σ _s	229,05	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0011		
ω _k =	0,25	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta superiore per flessione

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{ct1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	320	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	18,00	25,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	14	7,70
0	0	0,00
		9,11

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,01102		
ρ' _s	0,00759		
ω _t	0,26060		
δ	0,72808		
x	4,90	cm	
J _i	13359	cm ⁴	
σ _c =	6,60	N/mm ²	OK
σ _s =	133,95	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,18240	OK	
ω' _s	0,12633	OK	
x	0,67	cm	
z _s	11,66	cm	
z' _s	-3,66	cm	
ε _s	0,0464		
ε' _s	0,0131		
M _{rd} =	61,30	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali ordinarie			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	14,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0132		
σ _{tm}	155,85	mm	
M _k	15,00	kNm	
σ _s	111,62	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0005		
ω _k =	0,14	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta superiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	96,00	129,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	14	6,16
0	0	0,00
		7,57

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	129,00	kN	
k	2,29		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,011	vrd	0,86
Nsd	0,00	kN	
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	103,00	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			

KO

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	129,00	kN	
Nsd	0,00	kN	
arm. φ	10		
n°braccia	4		
area arm.	3,14	cm ²	
passo arm.	12	cm	
α	90	ctg(α)	0
θ	40	ctg(θ)	1
Vrsd	131,85	kN	verifica a taglio trazione Vrsd>Vsd
f'cd	13,8	N/mm ²	
σcp	0,00	N/mm ²	0,25fcd
αc	1,00		6,9
Vrcd	735,65	kN	verifica a taglio compressione Vrcd>Vsd
Vrd	131,85	kN	verifica a taglio Vrd>Vsd

OK

Verifica della sezione della soletta inf. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	42,00	56,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
5	6	1,41
5	14	7,70
5	14	7,70
		16,81

N° ferri area compressa

n°	Φ	A's[cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρs	0,01401		
ρ's	0,00118		
ωt	0,21258		
δ	0,94828		
x	5,48	cm	
Ji	15532	cm ⁴	
σc =	14,83	N/mm ²	OK
σs =	246,67	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ωsc	0,5186	limite verso le forti armature	
ωs	0,23306	OK	
ω's	0,01960	OK	
x	2,56	cm	
Zs	10,72	cm	
Z's	-2,72	cm	
εs	0,0096		
ε's	0,0009		
Mrd=	68,99	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali ordinarie			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K1	0,80		
K2	0,50		
Φ	14,00	mm	
Aceff.	1000,00	cm ²	
δ	0,0168		
Stm	133,30	mm	
Mk	34,00	kNm	
σs	199,69	N/mm ²	
εsm	0,0010		
ωk =	0,22	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta inferiore per flessione**

Calcestruzzo

R _{ck}	50	N/mm ²	
f _{ck}	41,5	N/mm ²	
E _c	34881	N/mm ²	
γ _c	1,5		
f _{cd}	27,7	N/mm ²	
f _{ct1}	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ _c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε _{ct1}	2	‰	
ε _{cu}	3,5	‰	

Acciaio B450C

f _{tk}	540	N/mm ²	
f _{yk}	450	N/mm ²	
E _s	206000	N/mm ²	
γ _s	1,15		
f _{sd}	391	N/mm ²	S.L.U.
σ _s	320	N/mm ²	S.L.E.
ε _{sd}	1,90	‰	
ε _{su}	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	M _k	M _{sd}
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	18,00	24,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	14	7,70
0	0	0,00
		9,11

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,01102		
ρ' _s	0,00759		
ω _t	0,26060		
δ	0,72808		
x	4,90	cm	
J _i	13359	cm ⁴	
σ _c =	6,60	N/mm ²	OK
σ _s =	133,95	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,18240	OK	
ω' _s	0,12633	OK	
x	0,67	cm	
z _s	11,66	cm	
z' _s	-3,66	cm	
ε _s	0,0464		
ε' _s	0,0131		
M _{rd} =	56,30	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali ordinarie			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	14,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0132		
σ _{tm}	155,85	mm	
M _k	14,00	kNm	
σ _s	104,18	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0005		
ω _k =	0,13	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta inferiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	87,00	118,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	14	7,70
0	0	0,00
		9,11

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	118,00	kN		
k	2,29			
kmax	2,00	vmin	0,64	
ρ	0,011	vrd	0,86	
Nsd	0,00	kN		
σ	0,000	kN/cm ²		
Vrd	103,00	kN	>Vsd	KO
elemento fessurato dal momento flettente				

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	118,00	kN			
Nsd	0,00	kN			
arm. φ	10				
n°braccia	4				
area arm.	3,14	cm ²			
passo arm.	12	cm			
α	90	ctg(α)	0	sin(α)	1
θ	40	ctg(θ)	1	sin(θ)	0,64
Vrsd	131,85	kN	verifica a taglio trazione Vrsd>Vsd		
f'cd	13,8	N/mm ²			
σcp	0,00	N/mm ²	0,25fcd	6,9	N/mm ²
αc	1,00				
Vrcd	735,65	kN	verifica a taglio compressione Vrcd>Vsd		
Vrd	131,85	kN	verifica a taglio Vrd>Vsd		
					OK

**Verifica della sezione in mezzeria
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	30,00	41,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		60,00	81,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm
Ai	1840,14	cm ²
Ji	37976	cm ⁴
i ²	20,64	cm ²
u	2,6	cm
e	50,00	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

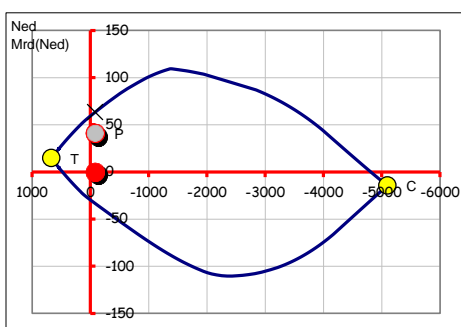
N° ferri area compressa

n°	Φ	A's[cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	42,00	cm
d _s	54,00	cm
d' _s	46,00	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-1,4E-06	
x	5,36	cm
Si	282,92	cm ³
σ _c =	11,37	N/mm ² OK
σ _s =	197,10	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	63,35	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali ordinarie		
armatura poco sensibile		
$\omega_k \max$	0,3	mm
β	1,70	
K_1	0.80	
K_2	0,50	
Φ	14,00	mm
$A_{ceff.}$	1000,00	cm ²
δ	0,0132	
Stm	155,85	mm
Mk	24,00	KNm
Nk	60,00	KN
σ_s	152,88	N/mm ²
ε_{sm}	0,0007	
$\omega_k =$	0,20	mm
		OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	41,00	56,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		60,00	81,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm
Ai	1840,14	cm ²
Ji	37976	cm ⁴
i ²	20,64	cm ²
u	2,6	cm
e	68,33	cm
		sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

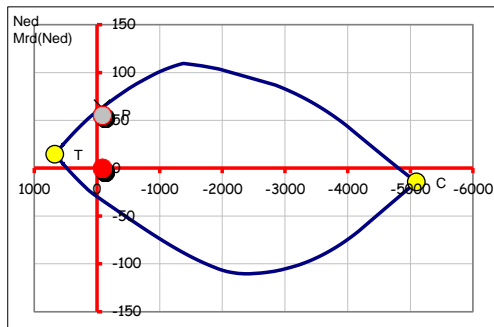
N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	60,33	cm
d _s	72,33	cm
d' _s	64,33	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-0,00019	
x	5,26	cm
Si	203,52	cm ³
σ _c =	15,50	N/mm ² OK
σ _s =	278,24	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	63,35	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali ordinarie		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	14,00	mm
A _{ceff.}	1000,00	cm ²
δ	0,0132	
Stm	155,85	mm
Mk	33,00	KNm
Nk	60,00	KN
σ _s	219,22	N/mm ²
ε sm	0,0011	
ω _k =	0,28	mm OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	26,00	36,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	36,00	kN	
k	2,29		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,011	vrd	0,86
Nsd	81,00	kN	
σ	0,051	kN/cm ²	
Vrd	112,11	kN	>Vsd
OK			
elemento fessurato dal momento flettente			

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	37,00	50,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		60,00	81,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm
Ai	1840,14	cm ²
Ji	37976	cm ⁴
i ²	20,64	cm ²
u	2,6	cm
e	61,67	cm
		sez.parz.

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	53,67	cm
d _s	65,67	cm
d' _s	57,67	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	0,000184	
x	5,29	cm
Si	226,65	cm ³
σ _c =	14,00	N/mm ² OK
σ _s =	248,73	N/mm ² OK

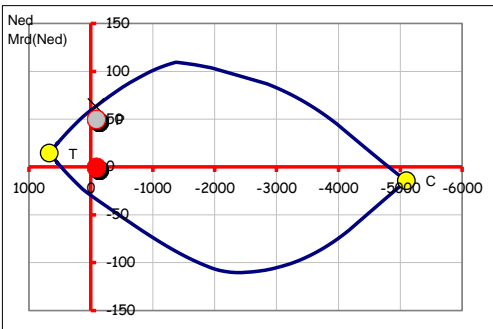
N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.U.



Mrd=	63,35	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali ordinarie			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	14,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0132		
Stm	155,85	mm	
Mk	30,00	KNm	
Nk	60,00	KN	
σ _s	197,10	N/mm ²	
ε sm	0,0010		
ω _k =	0,25	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	35,00	47,00

d'	4,0	cm
d	12,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
4	14	6,16
		13,23

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	47,00	kN	
k	2,29		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,011	vrd	0,86
Nsd	81,00	kN	
σ	0,051	kN/cm ²	
Vrd	112,11	kN	>Vsd
			OK