

S.S. n.626 della "Valle del Salso"

Lotti 7° e 8° e completamento della Tangenziale di Gela  
Itinerario Gela – Agrigento – Castelvetro

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. PA83

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**PROGETTISTA:**

Responsabile Integrazioni specialistiche Dott. Ing. Giovanni Piazza

Responsabile Tracciato stradale Dott. Ing. Massimo Capasso

Responsabile Strutture Dott. Ing. Giovanni Piazza

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti Dott. Ing. Sergio Di Maio

Responsabile Ambiente e SIA Dott. Ing. Francesco Ventura



**GRUPPO DI PROGETTAZIONE**



**GEOLOGO:**

Geol. Enrico Curcuruto

**COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Sergio Di Maio

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Ing. Maria Coppola

**OPERE D'ARTE MINORI**

**TOMBINI**

Relazione tecnica e di calcolo tombini

**CODICE PROGETTO**

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPPA0083 D 19

**NOME FILE**

P64TM00STRRE01.doc

CODICE ELAB.

T00TM00STRRE01

**REVISIONE**

A

**SCALA:**

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	FEB.2020	G.ROMANA	G.SPECIALE	G.PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA</b>	.....pag. 2
<b>2. CRITERI DI PROGETTAZIONE</b>	.....pag. 3
<b>3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI</b>	.....pag. 4
<b>4. MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE</b>	.....pag. 5
<b>5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI</b>	..... pag.6
<b>6. CRITERI DI CALCOLO</b>	.....pag. 7
6.1 Calcolo del carico sulla calotta	..... pag. 8
6.2 Spinta sui piedritti	.....pag. 9
6.3 Verifica al carico limite	.....pag. 9
<b>7. AZIONI SULLA STRUTTURA</b>	.....pag. 9
<b>8. MODALITA' DI CALCOLO</b>	..... pag. 18
<b>9. CALCOLO TOMBINO TIPO 2,5 x 3</b>	..... pag. 19
<b>10. CALCOLO TOMBINO TIPO 4 x 3</b>	..... pag. 21
<b>11. CALCOLO TOMBINO TIPO 3 x 2,5</b>	..... pag. 22
<b>12. CALCOLO TOMBINO TIPO 2 x 2</b>	..... pag. 24
<b>13. CALCOLO TOMBINO TIPO 5 x 3</b>	..... pag. 26
<b>14. CALCOLO TOMBINO TIPO 10 x 3</b>	..... pag. 28

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione è relativa agli attraversamenti idraulici previsti nell'ambito della progettazione definitiva dell'asse stradale della tangenziale di Gela, e del progetto definitivo dei lavori per la realizzazione del collegamento tra la S.S.626 in corrispondenza dello svincolo di "Butera" e la S.S. 117bis in prossimità della tangenziale di Gela realizzata dall'ASI di Gela. In particolare si riporta il dimensionamento dei seguenti tombini scatolari tipologici (luci interne):

- Tombino idraulico scatolare 2.50 x 3.00
- Tombino idraulico scatolare 4.00 x 3.00
- Tombino idraulico scatolare 5.00 x 3.00
- Tombino idraulico scatolare 3.00 x 2.50
- Tombino idraulico scatolare 2.00 x 2.00
- Tombino idraulico scatolare 10.00 x 3.00

Nel seguito del presente documento, verranno riportati i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture scatolari sopraelencate, diversificati per tipologia.

I carichi agenti sono stati valutati in accordo con quanto previsto dalle vigenti normative; in particolare le azioni sono quelle tipiche di una struttura interrata. Sono stati considerati inoltre i carichi indotti dal traffico stradale (con applicazione, tra le altre, delle specifiche previste dal cap. 5 -Ponti stradali- del D.M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018, Norme tecniche per le costruzioni), e quelli indotti dal liquido (acqua + detriti) che scorre all'interno dell'opera. L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma, così come riportato nei capitoli successivi.

## 2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Le Normative di riferimento utilizzate sono:

1. Decreto Ministeriale 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
2. Circolare 21.01.2019 n° 7/C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
3. EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
4. EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali”;
5. EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
6. EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
7. Legge 5 novembre 1971 n°1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
8. Norma UNI 11.104 (prospetto 1, tipologia di calcestruzzo associato all’opera da realizzare)
9. Norma UNI 11.104 (prospetto 4, classe di esposizione del calcestruzzo)
10. norma UNI EN 206-1
11. D.M. 11.03.1988 e s.m. – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
12. D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade;
13. D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”;
14. Bollettino CNR n. 150 – Norme sull’arredo funzionale delle strade urbane.

### 3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copriferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

In base a quanto definito nelle norme suddette, e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.1.III e 4.1.IV del D.M. 17 Gennaio 2018 e tabb. C4.1.II, C4.1.III e C4.1.IV della circ. applicativa n° 7 del 21/1/2019, si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

In particolare, per il progetto in questione viene prevista una classe di esposizione per il calcestruzzo pari a XA2, in ragione delle concentrazioni di solfati emersi dalle indagini. Ne derivano una condizione ambientale di tipo aggressivo (vedi tab. 4.1.III NTC 2018) e i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tab. 4.1.IV NTC 2018).

In base a tali limiti fissati dal progetto, dalla normativa e dalle prescrizioni ANAS, viene scelta la classe di resistenza del cls C32/40. Il copriferro minimo resta quindi definito (tab. 4.1.IV NTC

2018) in 35 mm, cui vanno aggiunti altri 10 mm in quanto l'opera prevista ha una vita nominale di 100 anni. A questo valore vanno aggiunti infine ulteriori 5 mm relativi alla tolleranza di posizionamento come detto prima.

Ne deriva dunque un copriferro pari a 50 mm.

#### **4. MATERIALI IMPIEGATI E RELATIVE CARATTERISTICHE**

Tipo di calcestruzzo: C32/40.

Resistenza caratteristica del calcestruzzo:  $R_{ck} = 407,88 \text{ kg/cm}^2$ .

Modulo elastico cls:  $E_c = 338021,17 \text{ kg/cm}^2$ .

Tipologia Acciaio: B450C

Tensione di snervamento acciaio (Acciaio tipo B450C):  $\sigma = 4588,65 \text{ kg/cm}^2$

Tensione di rottura acciaio (Acciaio tipo B450C):  $\sigma = 5608,35 \text{ kg/cm}^2$

Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso:  $n' = 0,50$

Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls:  $n = 15,$

Coefficiente dilatazione termica:  $\alpha = 0,0000120$

## 5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

I tombini in progetto risultano inglobati nel corpo del rilevato stradale, ne deriva che sia il terreno di ricoprimento, sia quello di rinfiacco saranno costituiti in questi casi dallo stesso materiale del rilevato. Laddove poi il ricoprimento H del tombino fosse inferiore a 2,50 m, si prevede invece per il rinfiacco l'utilizzo di misto cementato e misto stabilizzato di opportune caratteristiche, per avere maggiori cautele contro eventuali cedimenti o concentrazioni di sollecitazioni indotte dal traffico stradale a distanza ridotta dal piano stradale. Tuttavia, poichè le caratteristiche del misto stabilizzato/misto cementato sono migliori rispetto al materiale di costruzione del rilevato, e poichè i vari tombini presenti lungo il tracciato si trovano nelle due condizioni di rinfiacco/ricoprimento di cui sopra ( $H < 2,5$ ;  $H > 2,50$  m), verrà impostato il calcolo prevedendo le condizioni più sfavorevoli, ovvero nel caso in cui il tombino sia totalmente inglobato nel rilevato stradale. Per quanto riguarda invece il piano di posa delle fondazioni degli scotolari, si prevede una bonifica del terreno naturale in sito, di scarse caratteristiche meccaniche, predisponendo come terreno di posa delle fondazioni lo stesso materiale di cui è costituito il rilevato medesimo.

Di conseguenza, nel considerare i terreni di ricoprimento, rinfiacco e di fondazione si farà riferimento alle caratteristiche del materiale impegnato per la costruzione dei rilevati, di seguito elencate:

- $\gamma = 1900 \text{ kg/cm}^2$  (peso di volume del terreno)
- $\gamma_{\text{sat}} = 2000 \text{ kg/cm}^2$  (peso di volume del terreno saturo)
- $\nu = 0.35$  (coefficiente di Poisson)
- $\phi = 35^\circ$  (angolo di attrito del terreno)
- $\delta = 23^\circ$  (angolo di attrito terreno-struttura, secondo Rowe-Peaker)
- $E = 500 \text{ kg/cm}^2$  (modulo elastico del terreno)
- $E_{\text{ed}} = 802 \text{ kg/cm}^2$  (modulo edometrico del terreno)
- $C = 0.10 \text{ kg/cm}^2$  (coesione del terreno)

È stato considerato un valore della coesione pari a 10 Kpa ( $0,10 \text{ kg/cm}^2$ ), valore abbastanza realistico per un materiale che dopo il costipamento eseguito così come previsto nel capitolato Anas, svilupperà sicuramente una certa -seppur minima- coesione.

Considerando la tipologia di fondazione dello scatolare, viene scelta la trattazione generale di Vesic per la determinazione della costante di Winkler verticale ( $K_v$ ). Secondo Vesic, il modulo di reazione verticale del terreno risulta:

$$k_v = (1/B) * E_{ed} / (1-\nu^2)$$

dove:

- B è la larghezza della fondazione
- $E_{ed}$  è il modulo edometrico del terreno
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson del terreno

Per quanto riguarda invece la costante di Winkler orizzontale ( $K_h$ ), viene fatto riferimento alla trattazione di Bowles, secondo cui –in assenza di specifiche prove- si può determinare il valore del modulo di reazione orizzontale del terreno a partire da quello verticale, secondo la relazione:  $K_h = 2 * K_v$ .

Secondo la trattazione geotecnica consueta, e in assenza di specifiche situazioni, viene anche fissata l'Adesione terreno-struttura (A) pari a  $0,5 * C$ .

## 6. CRITERI DI CALCOLO

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

- D.M. del 17/01/2018 - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 21 Gennaio 2019, n° 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Sono state inoltre state consultate le seguenti norme:

- UNI EN 206-1:2006 – "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

In particolare, di seguito, si riportano i criteri di calcolo e le scelte progettuali poste a base della progettazione.

## 6.1 Calcolo del carico sulla calotta

### Metodo di Terzaghi

Nei riguardi della forma del diagramma di carico, cioè della modalità di applicazione delle spinte del terreno, il metodo di Terzaghi considera che il carico sul traverso si manifesti come semplice peso di una massa parabolica o ellittica di distacco.

Più in dettaglio Terzaghi fornisce due espressioni differenti della pressione a seconda della maggiore o minore altezza del ricoprimento  $H_0$ . Le due espressioni sono: per  $H_0 \leq 5 B_1$

$$P_v = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \phi} [1 - e^{-A}]$$

nella quale  $K$  è un coefficiente sperimentale, che, secondo misure eseguite dallo stesso Autore è circa uguale ad  $I$ . Inoltre:

$$B_1 = \frac{b}{2} + h \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

In questa espressione  $b$  ed  $h$  sono la larghezza e l'altezza dello scatolare e  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno di rinfiaccio mentre il termine  $A$  è espresso dalla relazione

$$A = K \frac{H_0}{B_1} \operatorname{tg} \phi$$

Per grandi profondità, cioè per  $H_0 > 5B_1$ :

$$P_v = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \phi} [1 - e^{-D}] + \gamma H_2 e^{-D}$$

Dove

$$D = K \frac{H_1}{B_1} \operatorname{tg} \phi$$

essendo  $H_1$  la distanza, misurata dal piano orizzontale sul quale agisce la pressione, alla quale si estende l'effetto volta e  $H_2$  la residua distanza sino al piano campagna. La somma  $H_1 + H_2$  è l'altezza del ricoprimento  $H_0$ .

## **6.2 Spinta sui piedritti**

Considerata la tipologia di opera (strutture interrato) viene trattata, in via cautelativa, una spinta a riposo in condizioni statiche.

In condizioni sismiche, verrà invece considerata -per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma- la teoria di Wood.

## **6.3 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  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

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

## **7 AZIONI SULLA STRUTTURA**

### **CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI**

Vengono considerate le seguenti azioni agenti sulla struttura scatolare:

- Peso proprio strutture
- Peso proprio del terreno
- Pressioni indotte dal terreno (escluso effetti dei carichi variabili)
- Pressione dell'acqua (e del materiale trascinato) all'interno del tombino
- Permanenti non strutturali in genere (pavimentazione stradale)
- Carichi variabili (carichi mobili da ponte).

- Azioni sismiche.

Il peso proprio di ciascun elemento è stato calcolato in automatico dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione del materiale utilizzato, considerando il peso specifico del cls pari a:  $\gamma_c = 2500 \text{ kg/mc}$ .

Lo stesso peso proprio del terreno è stato calcolato automaticamente dal codice di calcolo in base alle caratteristiche del terreno (vedi cap. 5 della presente relazione).

Il calcolo della pressione in calotta viene valutato dal codice di calcolo, a partire dai dati inseriti (trattazione di Terzaghi).

Le pressioni indotte dal terreno alla struttura sono state valutate, cautelativamente, come spinte a riposo.

Il carico permanente non-strutturale è costituito dalla pavimentazione stradale, il cui spessore totale è costante e pari a 50-53 cm. In particolare, dal dimensionamento della pavimentazione stradale risultano gli spessori qui di seguito elencati, e dalla scelta del materiale risultano fissati i corrispondenti pesi specifici:

- Strato di usura (congl. Bituminoso), spessore 4 cm:  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Strato di binder (congl. Bituminoso), spessore 4 cm:  $1750 \text{ kg/m}^3$
- Strato di base (congl. Bituminoso), spessore 10 cm:  $1800 \text{ kg/m}^3$
- Strato di sotto-base (misto stabilizzato), spessore 20 cm:  $1900 \text{ kg/m}^3$
- Strato di fondazione (misto granulare non legato), spessore 15 cm:  $1900 \text{ kg/m}^3$

Considerando i pesi a  $\text{m}^2$  per ciascuno strato, risulta allora un peso totale della pavimentazione di  $983,00 \text{ kg/m}^2$ . Nel calcolo del peso totale, non è stato tuttavia considerato il peso delle canalette, delle barriere, dei cordoli e di tutti gli elementi accessori e a corredo della piattaforma stradale che insistono sulla stessa, e che vengono valutati in misura dell'80% del peso del pacchetto stradale. Di conseguenza, il peso da computare e relativo alla pavimentazione stradale completa di accessori e manufatti secondari sarà:

$$P_{\text{pav}} = 1770 \text{ kg/m}^2.$$

In riferimento al carico variabile dovuto alla spinta dell'acqua dentro il tombino, è stato valutato un carico di tipo idrostatico, dovuto all'acqua e a eventuali detriti trasportati ( $\gamma_1 = \text{peso di volume dell'acqua} + \text{peso detriti} = 1000 + 100 = 1100 \text{ kg/m}^3$ ). Dallo studio idraulico, risultano velocità medio-basse, onde per cui –considerando una vita utile pari a 200 anni, un tempo di ritorno di 475 anni- la valutazione dell'azione dell'acqua in termini di carico idrostatico è accettabile.

Risulta quindi un carico distribuito e costante in fondazione  $P_1 = \gamma_1 \times H$ , dove H è l'altezza max della sezione bagnata (pari a sua volta all'altezza geometrica interna del tombino al netto del

franco libero). Sulle pareti dello scatolare si avrà invece un carico distribuito di tipo triangolare, come da teoria. Il franco libero (h) della sezione viene fissato sempre in accordo ai calcoli idraulici, pari a 0,70 m.

Traffico stradale: I carichi di riferimento, gli schemi e le combinazioni di calcolo sono descritti nel capitolo 5 del D.M. 17/01/2018, Ponti stradali.

I carichi di tipo stradale sono applicati secondo 6 schemi fondamentali di calcolo, e vengono ripartiti sia in direzione longitudinale che trasversale dal piano stradale al piano medio della soletta superiore. Si assume che la diffusione avvenga con un angolo di 30° attraverso il rilevato stradale (in accordo al punto C5.1.3.3.6 della circolare ministeriale del 21/01/2019) e con un angolo di 45° nella soletta superiore del tombino.

Tra i carichi da traffico non verrà considerata la forza di frenatura, poichè si ritiene che questa sia totalmente assorbita dal ricoprimento di terreno (rilevato) previsto al di sopra e a fianco dello scatolare (e sempre superiore a 1,50 m). Di seguito le prescrizioni del NTC 2018 relativamente al calcolo delle sollecitazioni di tipo stradale:

### 5.1.3.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. CARICHI VERTICALI: Q1

#### 5.1.3.3.1 Premessa

I carichi verticali da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

#### 5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali sulla superficie carrabile ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la piattaforma di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

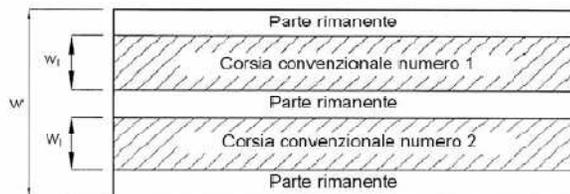


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.1 - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 < w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla superficie carrabile e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la superficie carrabile è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera superficie carrabile, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la superficie carrabile consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

### 5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

**Schema di Carico 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

**Schema di Carico 2:** è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

**Schema di Carico 3:** è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurezza.

**Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurezza e sulle passerelle pedonali.

**Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

**Schemi di Carico 6.a, b, c:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$ .

$$q_{L,a} = 128,95 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,25} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,38} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

#### 5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

- ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

#### 5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

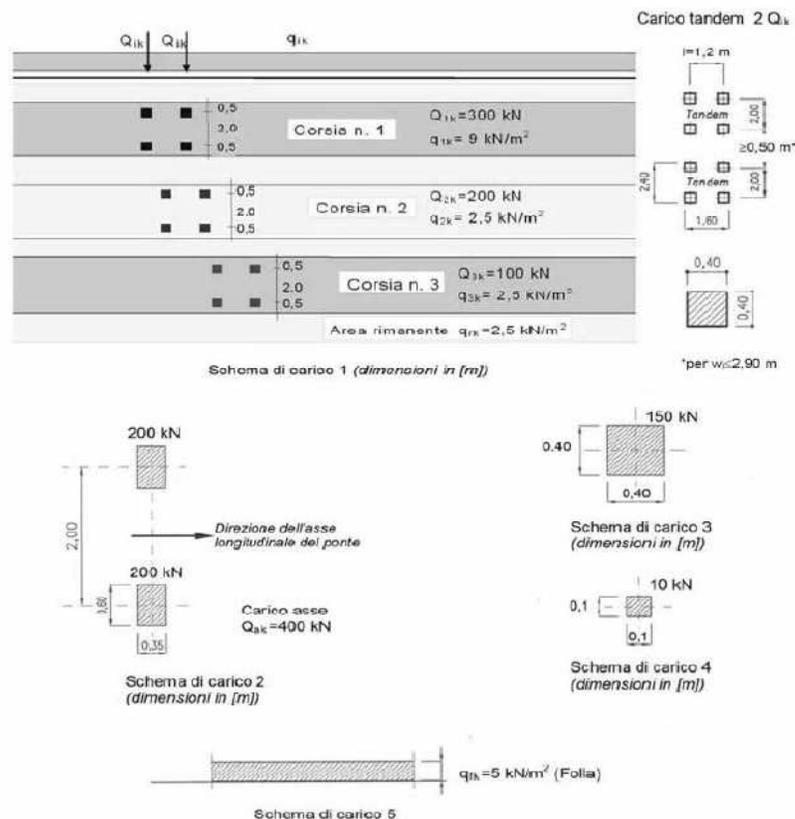


Fig. 5.1.2 - Schemi di carico 1 – 5 (dimensioni in m)

In ogni caso il numero delle corsie non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della superficie carrabile sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

S.S. n.626 della "Valle del Salso" Lotti 7° e 8° e completamento della Tangenziale di Gela Itinerario Gela - Agrigento - Castelvetro



**PA-83**

***T00 TM 00 STR RE 01 A Tombini - Relazione tecnica e di calcolo***

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini delle verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico  $q_{L,a}$ , sulla corsia n. 2 un carico  $q_{L,b}$ , sulla corsia n. 3 un carico  $q_{L,c}$  e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

I carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$  si dispongono in asse alle rispettive corsie convenzionali.

#### 5.1.3.3.6 Strutture secondarie di impalcato

##### Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

##### Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurtia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurtia e per i ponti pedonali si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico  $q_1$  la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

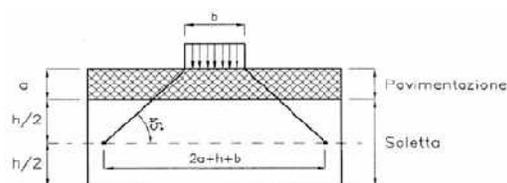


Fig. 5.1.3.a - Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

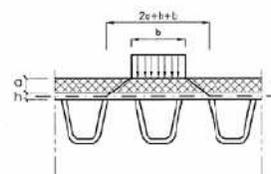


Fig. 5.1.3.b - Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

#### 5.1.3.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI: $q_2$

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio in prossimità dei giunti di dilatazione, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$ , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

#### 5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: $q_3$

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

### 5.1.3.14 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carichi verticali
1	Valore caratteristico					Carico uniformemente distribuito Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali

(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V, con riferimento al § 2.6.1, fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Capitolo 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{s1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{s2}, \gamma_{s3}, \gamma_{s4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio 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 validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Data la tipologia e l'ubicazione dell'opera (struttura interrata) si ritiene infine accettabile la scelta di non considerare le verifiche a ritiro sul cls, nè sollecitazioni di tipo termico.

## 8 MODALITA' DI CALCOLO

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione vengono invece schematizzati con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento,  $\mathbf{K}_e$ , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura  $\mathbf{K}$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$ .

Indicando con  $\mathbf{u}$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $\mathbf{u}$

$$\mathbf{u} = \mathbf{K}^{-1} \mathbf{p}$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Per le specifiche condizioni di carico si veda quanto illustrato negli allegati di calcolo diversificati per ciascun tombino

## 9. CALCOLO TOMBINO TIPO 2,5 x 3

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini **2,5 x 3** (luci interne).

In particolare, sono stati valutati i calcoli relativi alle due situazioni estreme di ricoprimento di terreno al di sopra del tombino, ovvero un ricoprimento (H) massimo pari a 3,5 m, e un ricoprimento minimo di 1,40 m.

Si riporta di seguito l'analisi e la verifica per il solo ricoprimento H=3,5 m, che si è visto essere, in termini di risultati e di sollecitazioni in generale, la situazione più sfavorevole.

Data la tipologia di opera, la categoria stradale considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa (NTC 2018, Circ. Applicativa n° 7, D.M.LL.PP 4/5/1990 e circolare applicativa, ecc..) e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti in modo distribuito e costante sul traverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m si hanno:

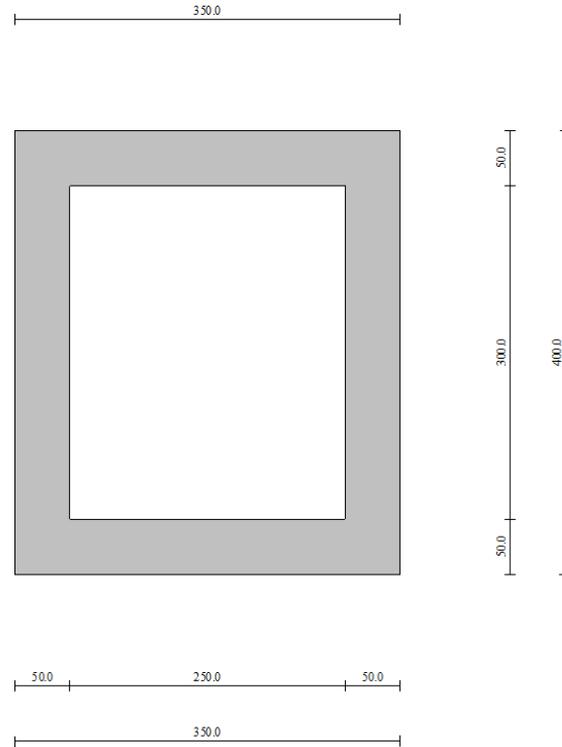
- $Q^t_{\text{strad}} = 4,3 \text{ t/m}$  sul traverso
- $Q^p_{\text{strad}} = 2,15 \text{ t/m}$  sui piedritti

La sezione bagnata risulta H=2,30 m, per cui il carico idrostatico distribuito e costante che insiste in fondazione sarà di  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , mentre sulle pareti avremo una distribuzione di tipo triangolare con valore alla base pari a  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , e valore in testa al diagramma pari a 0.

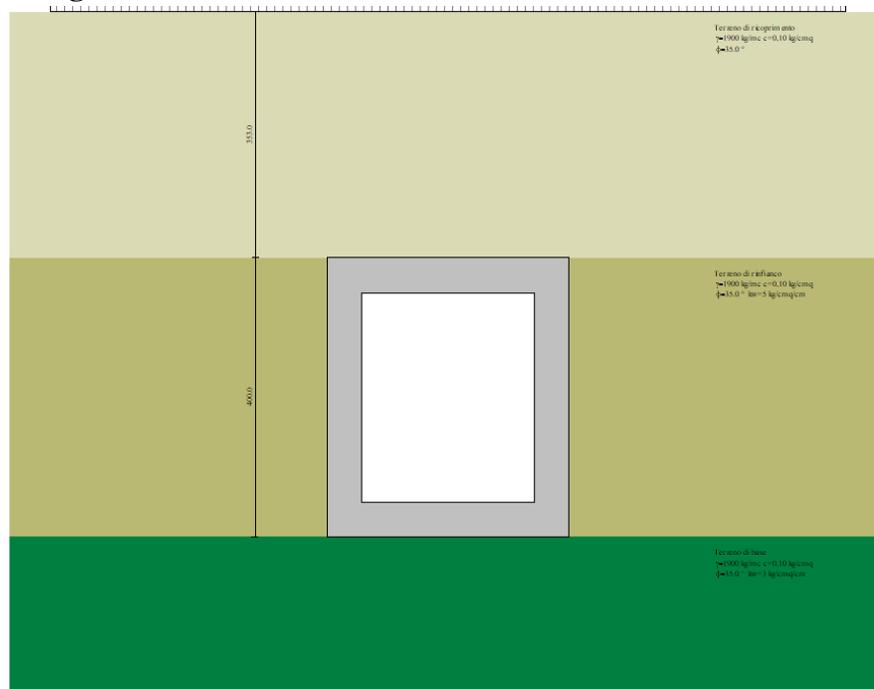
Nell'Allegato 1 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione.

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfilo e fondazione.

**Figura 1: schema geometrico tombino**



**Figura 2: stratigrafia terreno**



## 10. CALCOLO TOMBINO TIPO 4 x 3

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini **4 x 3** (luci interne).

In particolare, il ricoprimento di terreno al di sopra del tombino (H) è pari a 2,0 m.

Data la tipologia di opera, la strada considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti sul trasverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m:

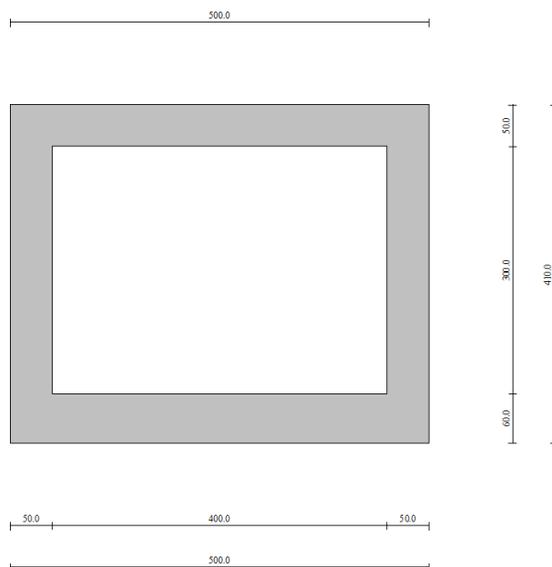
- $Q^t_{\text{strad}} = 11,70 \text{ t/m}$  sul trasverso
- $Q^p_{\text{strad}} = 5,85 \text{ t/m}$  sui piedritti

Il carico idrostatico avrà gli stessi valori del precedente tombino (2,5 x 3,00)

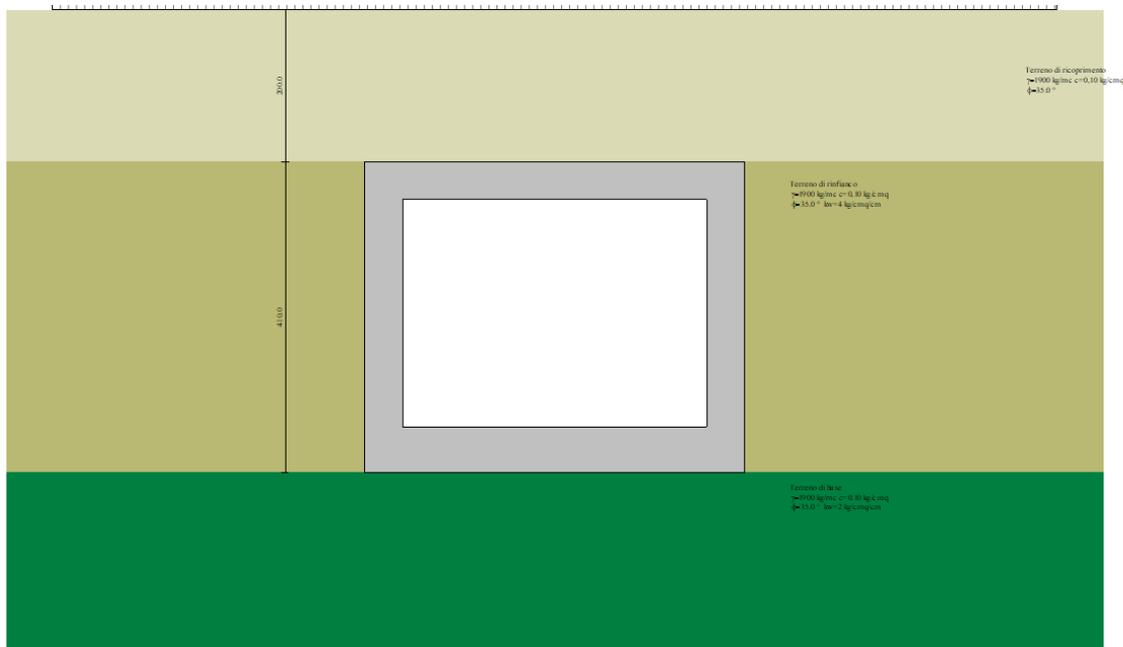
Nell'Allegato 2 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione.

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfianco e fondazione.

**Figura 3: schema geometrico tombino**



**Figura 4: stratigrafia terreno**



## 11. CALCOLO TOMBINO TIPO 3 x 2,5

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini **3 x 2,5** (luci interne).

In particolare, il ricoprimento di terreno al di sopra del tombino (H) è pari a 2,0 m.

Data la tipologia di opera, la strada considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti sul traverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m:

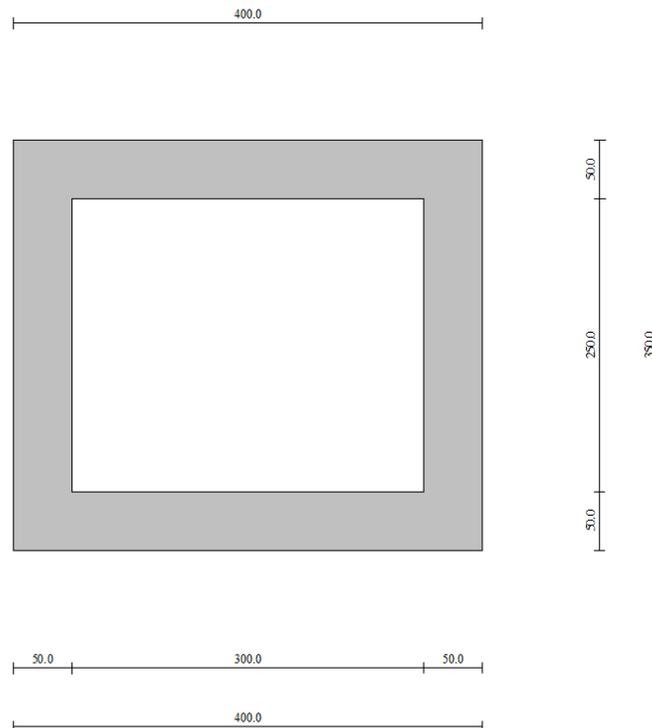
- $Q^t_{\text{strad}} = 11,22 \text{ t/m}$  sul traverso
- $Q^p_{\text{strad}} = 5,61 \text{ t/m}$  sui piedritti

La sezione bagnata risulta  $H=1,80 \text{ m}$ , per cui il carico idrostatico distribuito e costante che insiste in fondazione sarà di  $1.980 \text{ kg/m}^2$ , mentre sulle pareti avremo una distribuzione di tipo triangolare con valore alla base pari a  $1.980 \text{ kg/m}^2$ , e valore in testa al diagramma pari a 0.

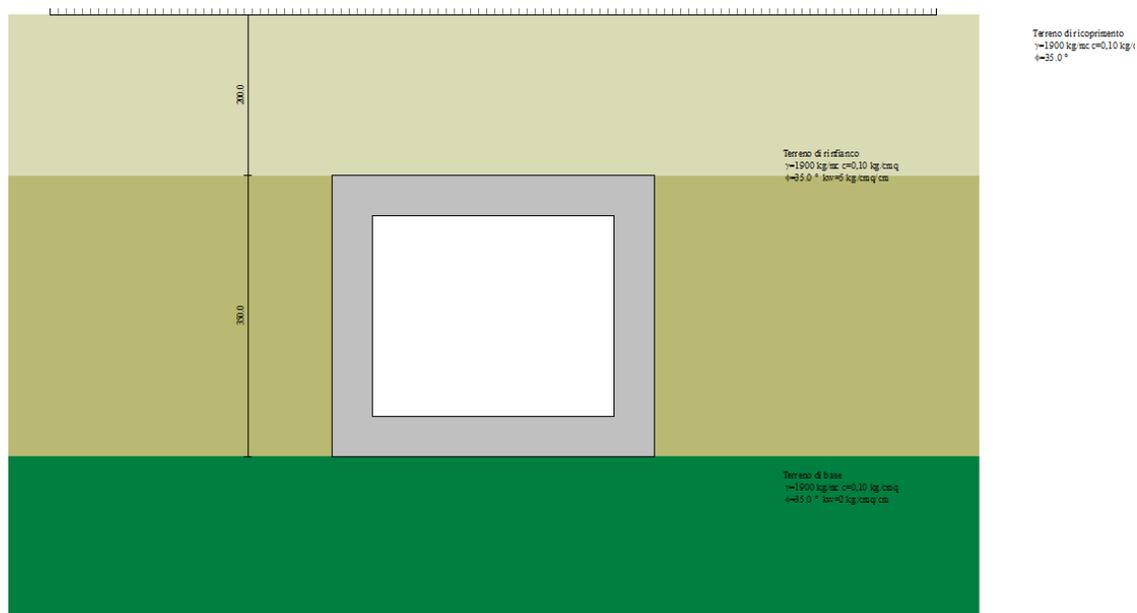
Nell'Allegato 3 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfianco e fondazione.

**Figura 5: schema geometrico tombino**



**Figura 6: stratigrafia terreno**



## 12. CALCOLO TOMBINO TIPO 2 x 2

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini 2 x 2 (luci interne).

In particolare, il ricoprimento di terreno al di sopra del tombino (H) è pari a 1,90 m.

Data la tipologia di opera, la strada considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti sul traverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m:

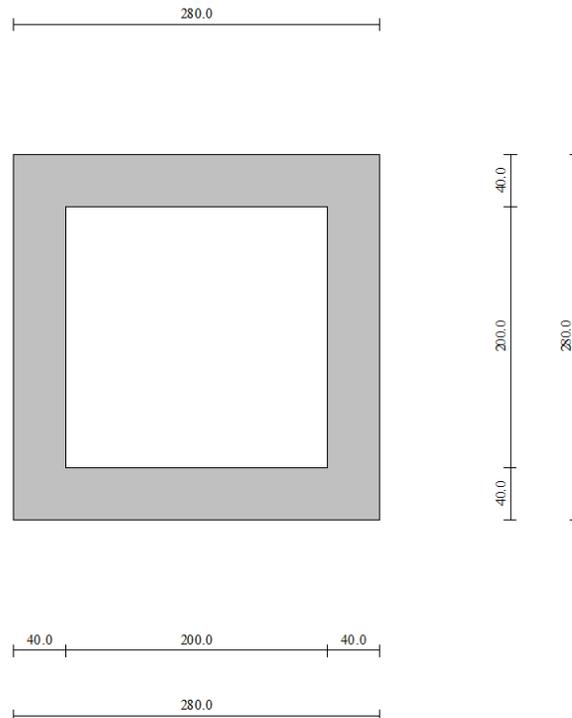
- $Q^t_{strad} = 11,70 \text{ t/m}$  sul traverso
- $Q^p_{strad} = 5,85 \text{ t/m}$  sui piedritti

La sezione bagnata risulta  $H=1,30$  m, per cui il carico idrostatico distribuito e costante che insiste in fondazione sarà di  $1.430 \text{ kg/m}^2$ , mentre sulle pareti avremo una distribuzione di tipo triangolare con valore alla base pari a  $1.430 \text{ kg/m}^2$ , e valore in testa al diagramma pari a 0.

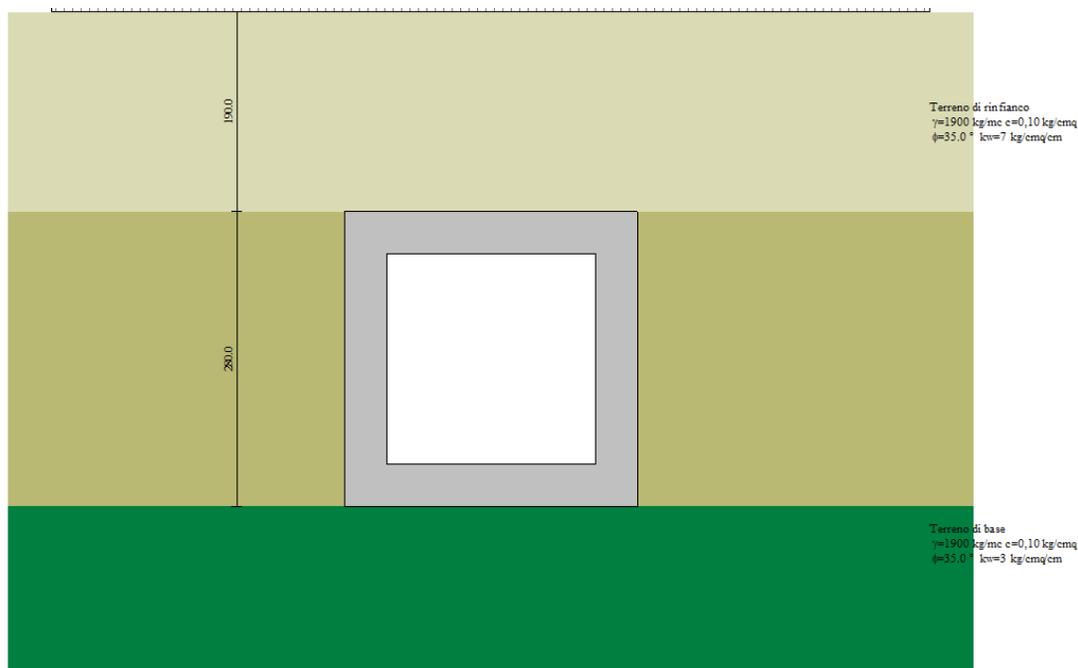
Nell'Allegato 4 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione.

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfiaccio e fondazione.

**Figura 7: schema geometrico tombino**



**Figura 8: stratigrafia terreno**



### 13. CALCOLO TOMBINO TIPO 5 x 3

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini **5 x 3** (luci interne).

In particolare, il ricoprimento di terreno al di sopra del tombino (H) è pari a 1,90 m.

Data la tipologia di opera, la strada considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti sul traverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m:

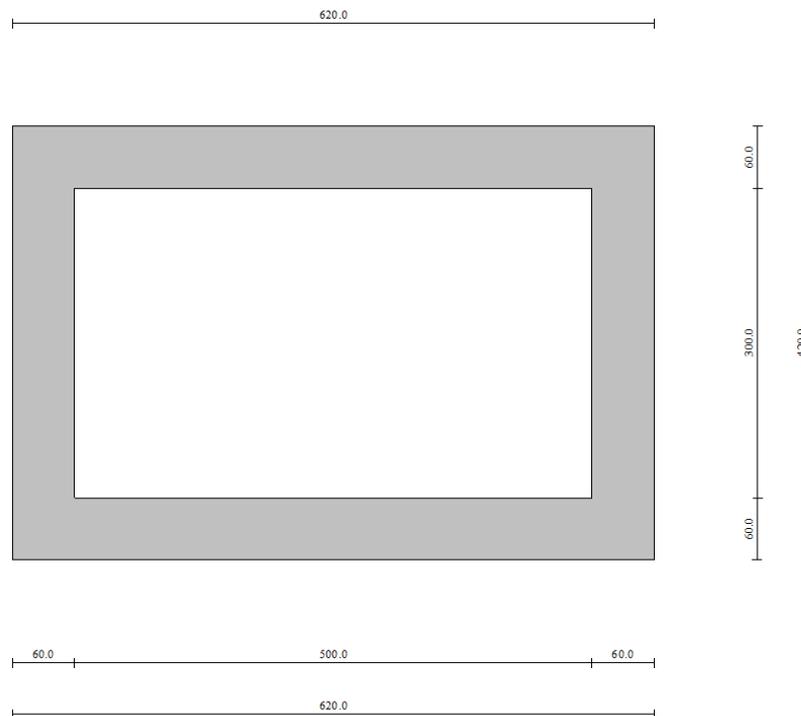
- $Q^t_{\text{strad}} = 11,70 \text{ t/m}$  sul traverso
- $Q^p_{\text{strad}} = 5,85 \text{ t/m}$  sui piedritti

La sezione bagnata risulta  $H=2,30 \text{ m}$ , per cui il carico idrostatico distribuito e costante che insiste in fondazione sarà di  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , mentre sulle pareti avremo una distribuzione di tipo triangolare con valore alla base pari a  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , e valore in testa al diagramma pari a 0.

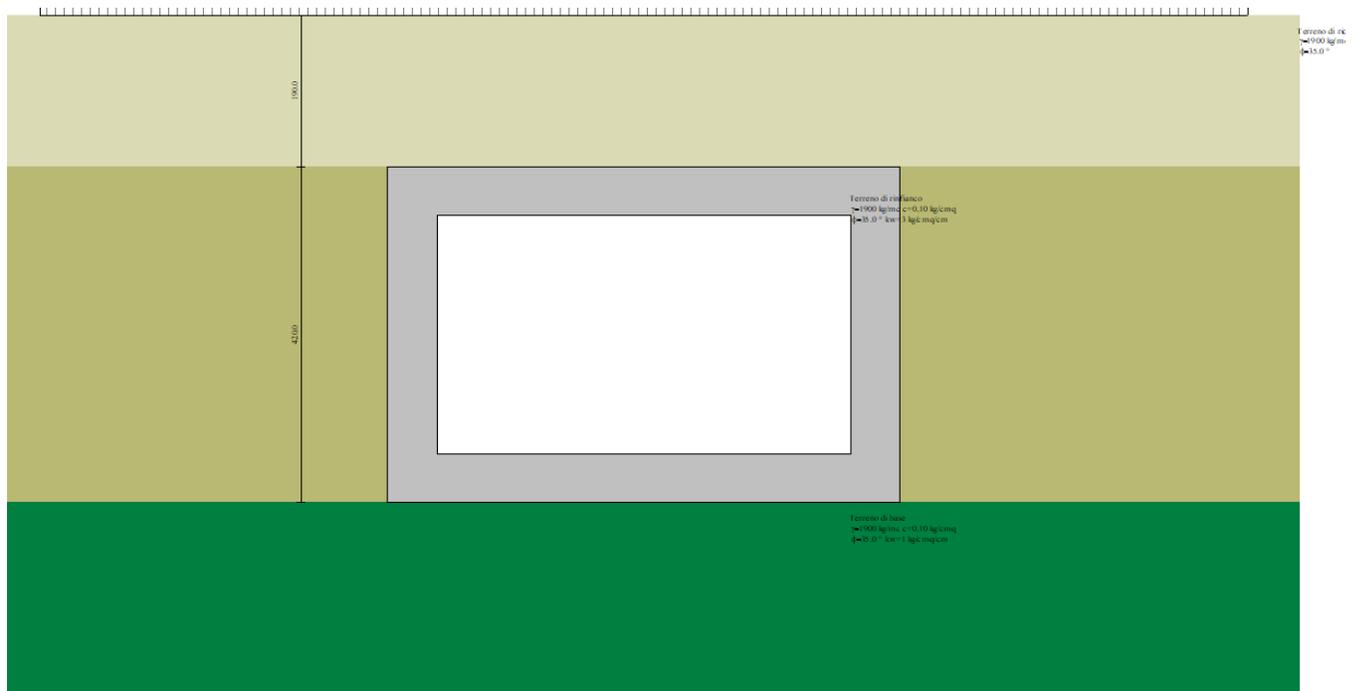
Nell'Allegato 5 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione.

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfianco e fondazione.

**Figura 9: schema geometrico tombino**



**Figura 10: stratigrafia terreno**



## 14. CALCOLO TOMBINO TIPO 10 x 3

Si riportano di seguito i calcoli, le procedure e i tabulati relativi al progetto della tipologia di tombini **10 x 3** (luci interne).

In particolare, il ricoprimento di terreno al di sopra del tombino (H) è pari a 2,96 m.

Data la tipologia di opera, la strada considerata, e l'analisi del traffico associata, in base alla vigente normativa e alle combinazioni degli schemi di carico previsti, si sono elaborati i seguenti carichi di tipo stradale agenti sul traverso e sui piedritti del tombino. Considerando una larghezza media della carreggiata pari a 7,50 m:

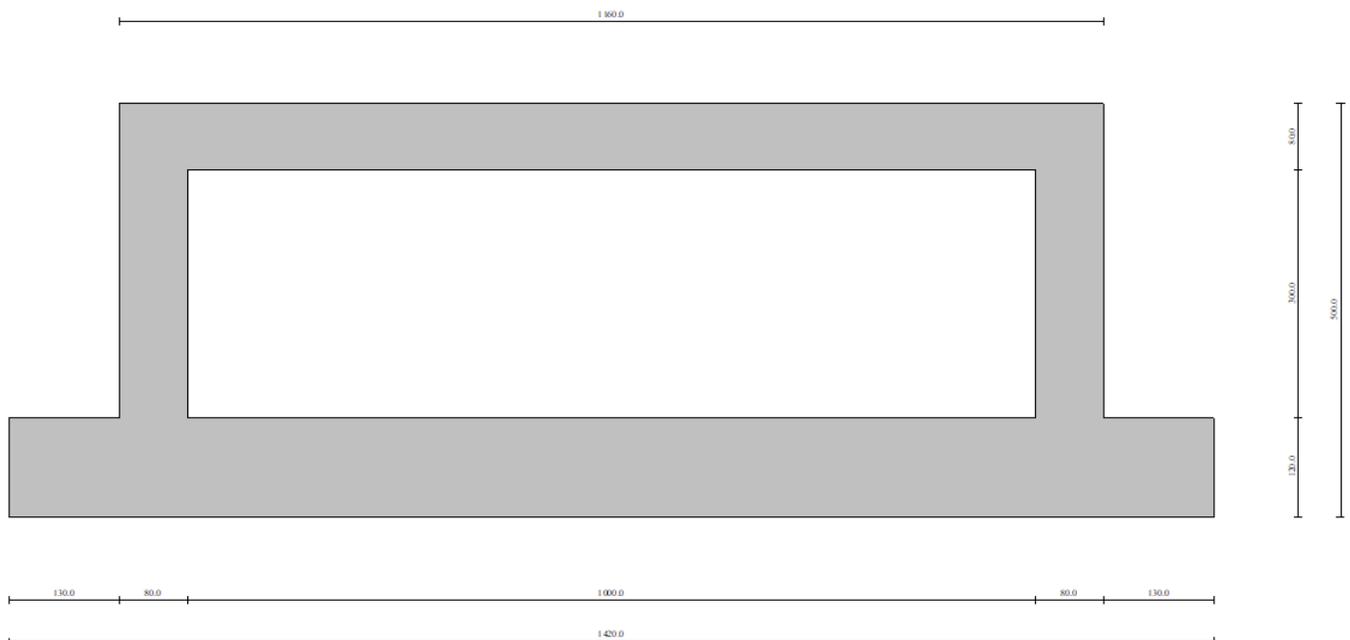
- $Q^t_{\text{strad}} = 2,91 \text{ t/m}$  sul traverso
- $Q^p_{\text{strad}} = 1,46 \text{ t/m}$  sui piedritti

La sezione bagnata risulta  $H=2,30 \text{ m}$ , per cui il carico idrostatico distribuito e costante che insiste in fondazione sarà di  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , mentre sulle pareti avremo una distribuzione di tipo triangolare con valore alla base pari a  $2.530 \text{ kg/m}^2$ , e valore in testa al diagramma pari a 0.

Nell'Allegato 6 alla presente relazione sono riportati i risultati di tutte le verifiche (spostamenti nodali, sollecitazioni, pressioni sul terreno, verifiche SLU, verifiche SLE, fessurazioni, verifiche geotecniche ecc...), inclusi tutti i tabulati di calcolo relativi al tombino in questione.

Nelle figure seguenti gli schemi geometrici del tombino tipologico in questione e la stratigrafia dei terreni di ricoprimento, rinfianco e fondazione.

**Figura 11: schema geometrico tombino**



**Figura 10: stratigrafia terreno**

