



TANGENZIALE NORD-OVEST- BRETELLA DI FOSSOLI TRA VIA GUASTALLA E SP413 ROMANA NORD

Città di Carpi



CITTA' DI CARPI - Settore A/3 Lavori Pubblici Infrastrutture Patrimonio
Servizio Progettazione, Direzione Lavori e Manutenzione Infrastrutture - Unità Operativa Nuove Opere Infrastrutturali
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Antonio MORINI
ATTIVITA' DI SUPPORTO AL RUP: Ing. Calogero FILIPPELLO

PROGETTAZIONE:



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Ing. Marcello Mancone

OPERE A VERDE, ASPETTI PAESAGGISTICI E
URBANISTICI
Arch. Maria Cristina Fregni

PROGETTAZIONE OPERE STRADALI
Ing. Alessio Gori

PROGETTAZIONE OPERE IDRAULICHE
Ing. Alessandro Cecchelli

PROGETTAZIONE OPERE STRUTTURALI
Ing. Luciano Viscanti

GEOLOGIA
Dott. Pietro Accolti Gil

CANTIERIZZAZIONE E FASI
ESPROPRI ED INTERFERENZE
Ing. Stefano Simonini

PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Francesco Frassinetti

COORD. SICUREZZA IN PROGETTAZIONE
Geom. Stefano Caccianiga

TEAM DI PROGETTO
Ing. Alessandro Nesci
Ing. Stefano Tronconi
Ing. Lorenzo Faeti
Arch. Daniela Corsini
Ing. Mattia De Caro
Ing. Giulio Melosi
Ing. Simone Passerini

ELABORATO
OPERE D'ARTE

Relazione tecnica opere d'arte

PROGETTO FATTIBILITA'
TECNICO-ECONOMICA

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE	REV.
BR	CA	RT01	1	0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
06	BRCART01_10_5016	5016	-	A4

5				
4				
3				
2				
1				
0	EMISSIONE	MAG 2021	L.Faeti	A.Cecchelli
REV.	DESCRIZIONE	Data	REDATTO	VERIFICATO
				M.Mancone
				APPROVATO

Il presente progetto è il frutto del lavoro dei professionisti associati in Politecnica. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza autorizzazione di POLITECNICA Soc. Coop.

SOMMARIO

1	PREMESSA.....	3
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE D'ARTE	3
1.2	TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE	4
1.3	SOTTOPASSO SCATOLARE CICLOPEDONALE	6
1.4	TOMBINI IDRAULICI SECONDARI	7
2	PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
2.1	NORMATIVA NAZIONALE	8
2.2	EUROCODICI	8
2.3	UNITÀ DI MISURA.....	8
2.4	RIFERIMENTI	9
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
3.1	CALCESTRUZZI.....	10
3.2	ACCIAI.....	10
4	MODELLAZIONE STRUTTURALE	11
4.1	CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	11
4.2	MODELLAZIONE.....	11
4.2.1	Tombini idraulici a sezione scatolare (tipologico)	12
4.2.2	Sottopasso scatolare	12
5	ANALISI DEI CARICHI	13
5.1	AZIONI PERMANENTI	13
5.1.1	Peso proprio	13
5.1.2	Permanenti portati.....	13
5.1.3	Spinta delle terre	13
5.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	14
5.3	AZIONE SISMICA	15
5.3.1	Spinte in condizioni sismiche	16
5.3.2	Forze d'inerzia dovute al sisma.....	17
6	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	18
6.1	FASE STATICA.....	18

6.1.1	STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	18
6.1.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	19
6.2	FASE SISMICA	19
7	CRITERI DI VERIFICA.....	21
7.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI	21
7.1.1	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE	21
7.1.2	VERIFICA A TAGLIO	21
7.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	22
7.2.1	VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE.....	22
7.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO	23
8	VERIFICHE.....	24
8.1	TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE (TIPOLOGICO)	24
8.1.1	GEOMETRIA E VINCOLI.....	24
8.1.2	CARICHI APPLICATI.....	25
8.1.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	27
8.1.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	27
8.2	SOTTOPASSI SCATOLARI (TIPOLOGICO)	28
8.2.1	GEOMETRIA E VINCOLI.....	28
8.2.2	CARICHI APPLICATI.....	29
8.2.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
8.2.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	31

1 PREMESSA

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE D'ARTE

Il presente Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica ha come oggetto il completamento della Tangenziale Nord-Ovest nel tratto tra Via Guastalla e la SP413 Romana, denominata in seguito "Bretella dei Fossoli", nel Comune di Carpi (MO).

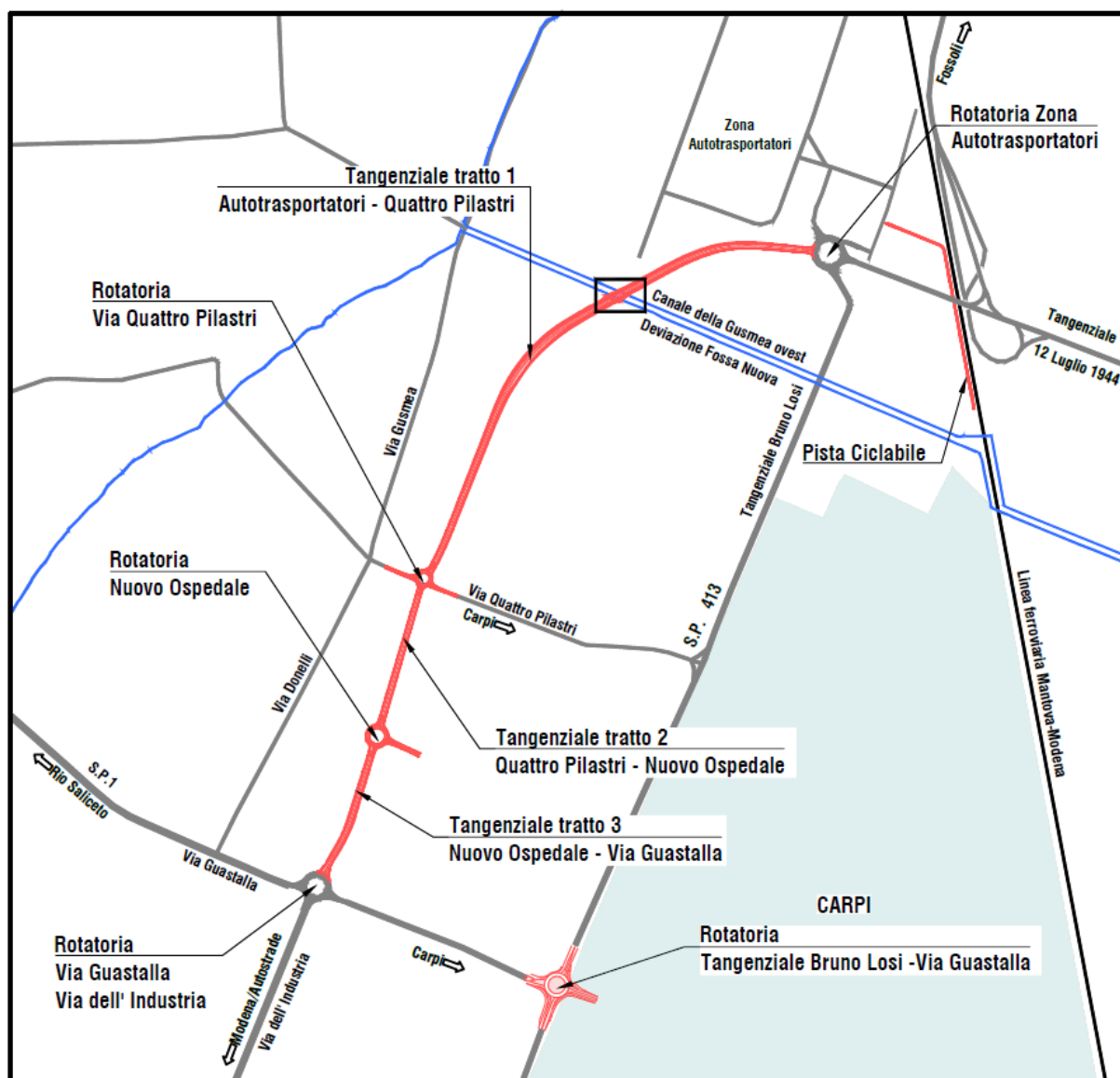


Figura 1-1 – Planimetria generale: inquadramento delle opere.

Le opere a servizio della nuova infrastruttura, analizzate nella presente relazione tecnica sono le seguenti:

- Tombini idraulici a sezione scatolare;
- Sottopasso scatolare ciclopeditonale.

Nei paragrafi successivi vengono brevemente descritte anche le tubazioni adottate quali tombini idraulici secondari. Le opere strutturali progettate sono inquadrate nella seguente figura.

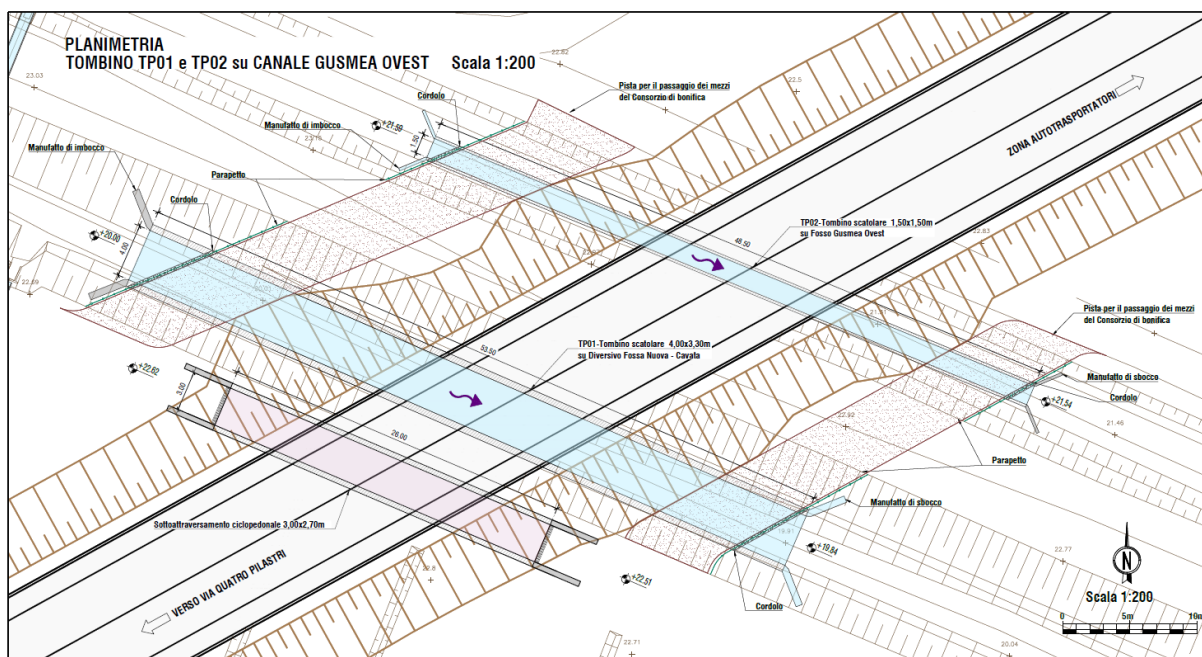


Figura 1-2 – Planimetria di inquadramento degli scatolari analizzati.

1.2 TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE

Il presente paragrafo tratta le opere in c.a. di forma scatolare che hanno la funzione di drenaggio idraulico. Tali strutture, di seguito denominate “attraversamenti idraulici” sono situate trasversalmente all’asse principale di progetto della nuova variante stradale, con inclinazione 38° circa rispetto all’asse.

Gli scatolari hanno le seguenti dimensioni:

- TP01: 5.00x4.20 mxm basexaltezza (dimensioni esterne), spessore 0.50m;
- TP02: 1.90x1.90 mxm basexaltezza (dimensioni esterne), spessore 0.20m.

I manufatti di imbocco/sbocco sono costituiti da muri d'ala di spessore 0.50 m e 0.20 m, rispettivamente per TP01 e TP02, fondati su platee del medesimo spessore dei muri.

Si riportano gli estratti delle tavole relative ai due attraversamenti, con indicazione delle sezioni di verifica.

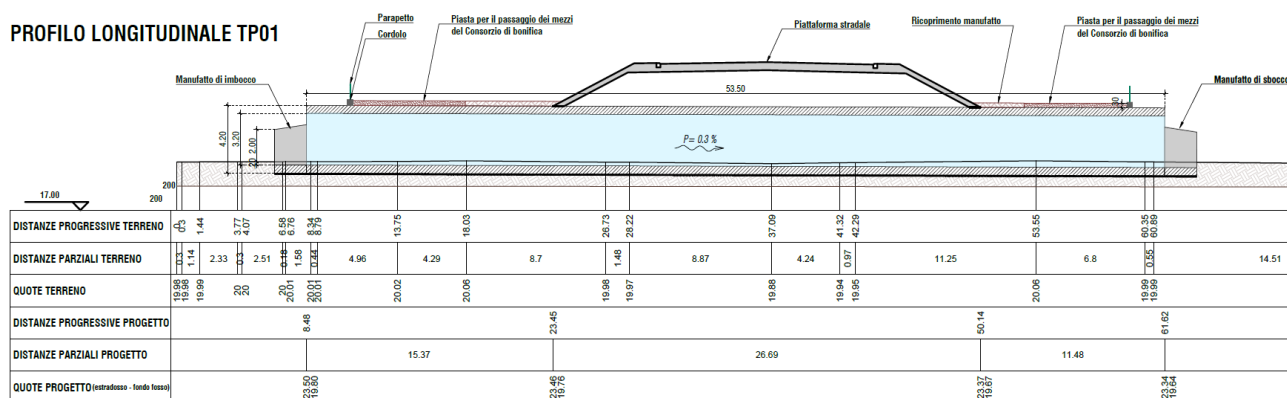


Figura 1-3 – TP01: Sezione longitudinale del tombino idraulico a sezione scatolare.

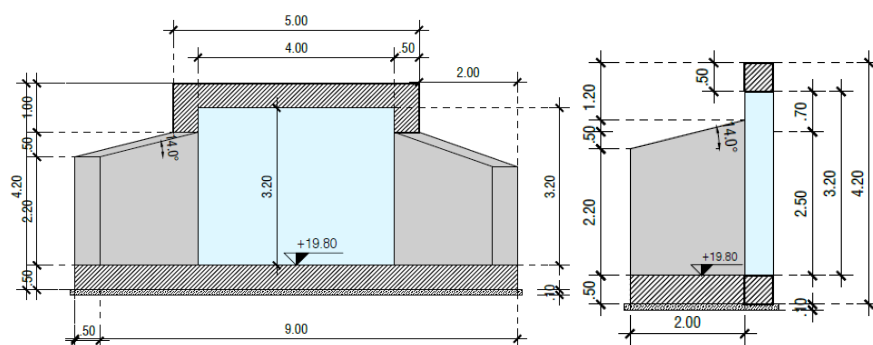


Figura 1-4 – TP01: Vista frontale (sinistra) e sezione trasversale (destra) del tombino idraulico a sezione scatolare.

PROFILO LONGITUDINALE TP02

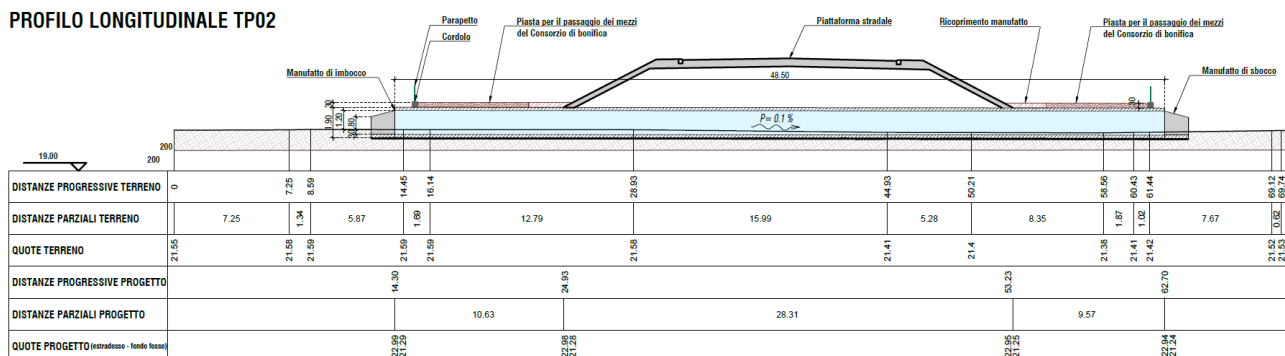


Figura 1-5 – TP02: Sezione longitudinale del tombino idraulico a sezione scatolare.

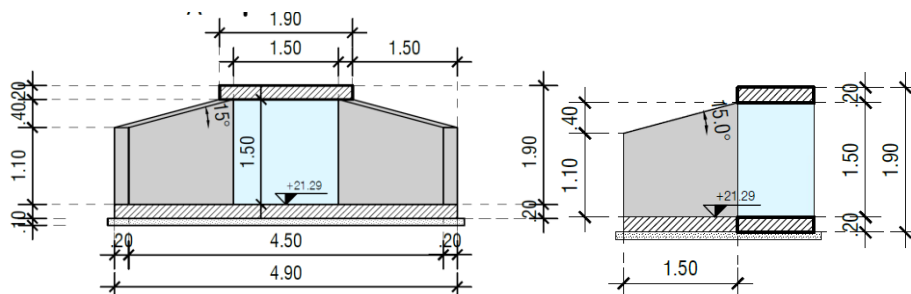


Figura 1-6 – TP02: Vista frontale (sinistra) e sezione trasversale (destra) del tombino idraulico a sezione scatolare.

1.3 SOTTOPASSO SCATOLARE CICLOPEDONALE

Oggetto del presente paragrafo è il sottopasso ciclopeditonale realizzato mediante sezione scatolare. Il sottopasso è completato, nelle sezioni di imbocco e di sbocco da muri andatori e relative platee di fondazione.

Di seguito si riportano gli stralci degli elaborati grafici realizzati per questa struttura che ha sezione di 3.80x3.50 mxm basexaltezza (dimensioni esterne) con spessore 0.40m.

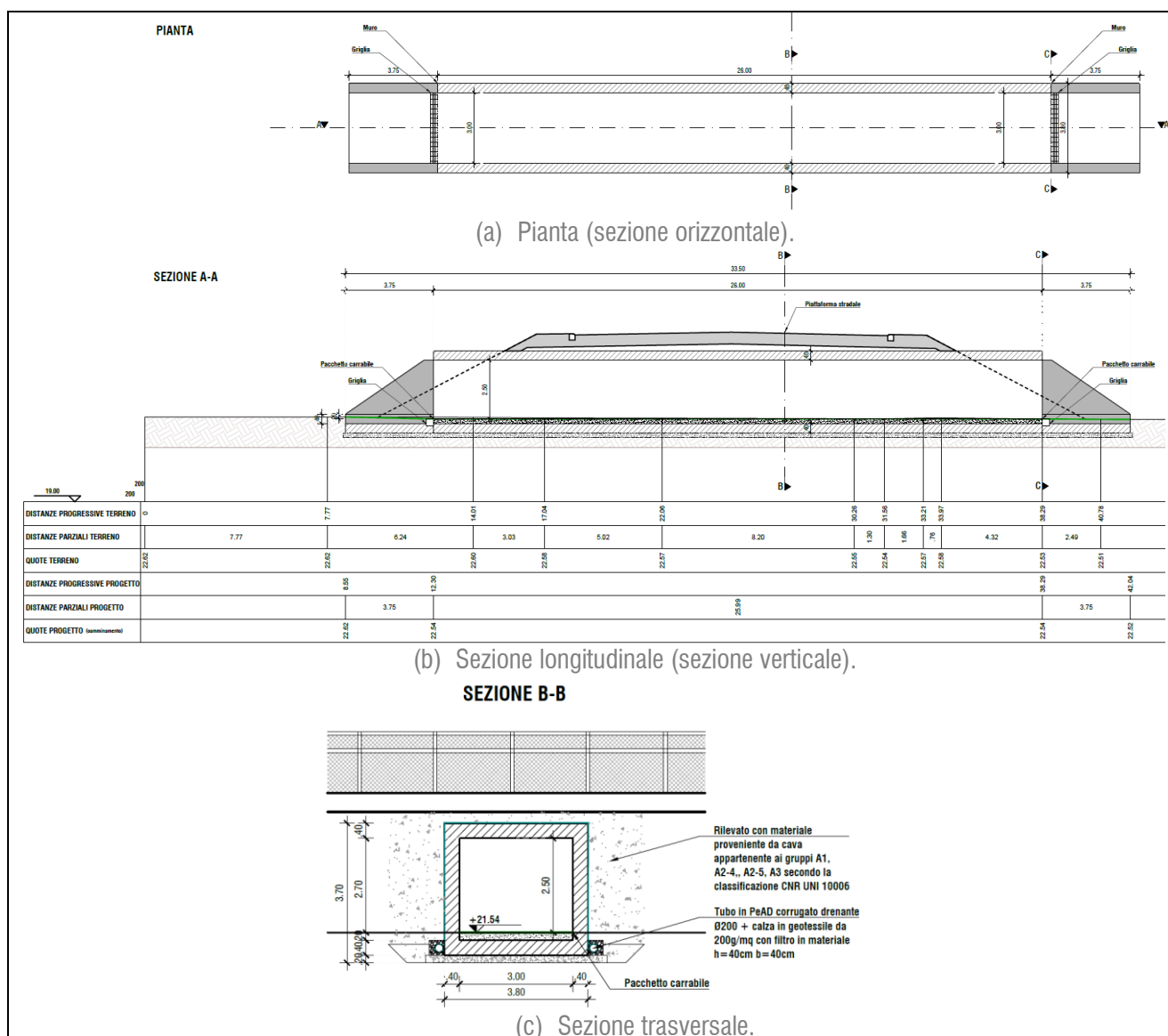


Figura 1-7: Scatolare di sottopasso ciclopeditonale.

1.4 TOMBINI IDRAULICI SECONDARI

Il progetto prevede la presenza di 10 tombini idraulici secondari, sia a sezione circolare che a sezione scatolare quadrata. Le tubazioni, che potranno essere realizzate attraverso sezioni prefabbricate, saranno completate da manufatti di imbocco e sbocco gettati in opera.

Si riporta di seguito la tabella nella quale sono indicate le principali caratteristiche delle tubazioni di cui sopra.

Id opera	Asse stradale	Progressiva [m]	Dimensioni [mm]	Lunghezza [m]	Note
TS01	Tangenziale tratto 1	0+25	1000x1000	18.0	fosso minore (passaggio fauna)
TS02	Tangenziale tratto 1	0+570	Ø600	64.5	fosso secondario
TS03	Tangenziale tratto 1	0+581	Ø800	46.5	fosso irriguo
TS04	Tangenziale tratto 1	0+593	Ø600	46.5	fosso secondario
TS05	Tangenziale tratto 1	0+1050	1000x1000	18.5	fosso per passaggio fauna
TS06	Tangenziale tratto 2	0	Ø800	44.0	fosso minore
TS07	Tangenziale tratto 3	0	1000x1000	39.5	fosso minore (passaggio fauna)
TS08	Tangenziale tratto 3	0+120	Ø800	18.5	fosso minore
TS09	Pista Ciclabile	0+370	Ø800	7.0	fosso minore
TS10	Pista Ciclabile	0+526	Ø800	5.0	fosso minore

Nelle figure che seguono sono riportate le viste frontali delle tubazioni circolari, scatolari quadrate e dei manufatti di sbocco/imbocco.

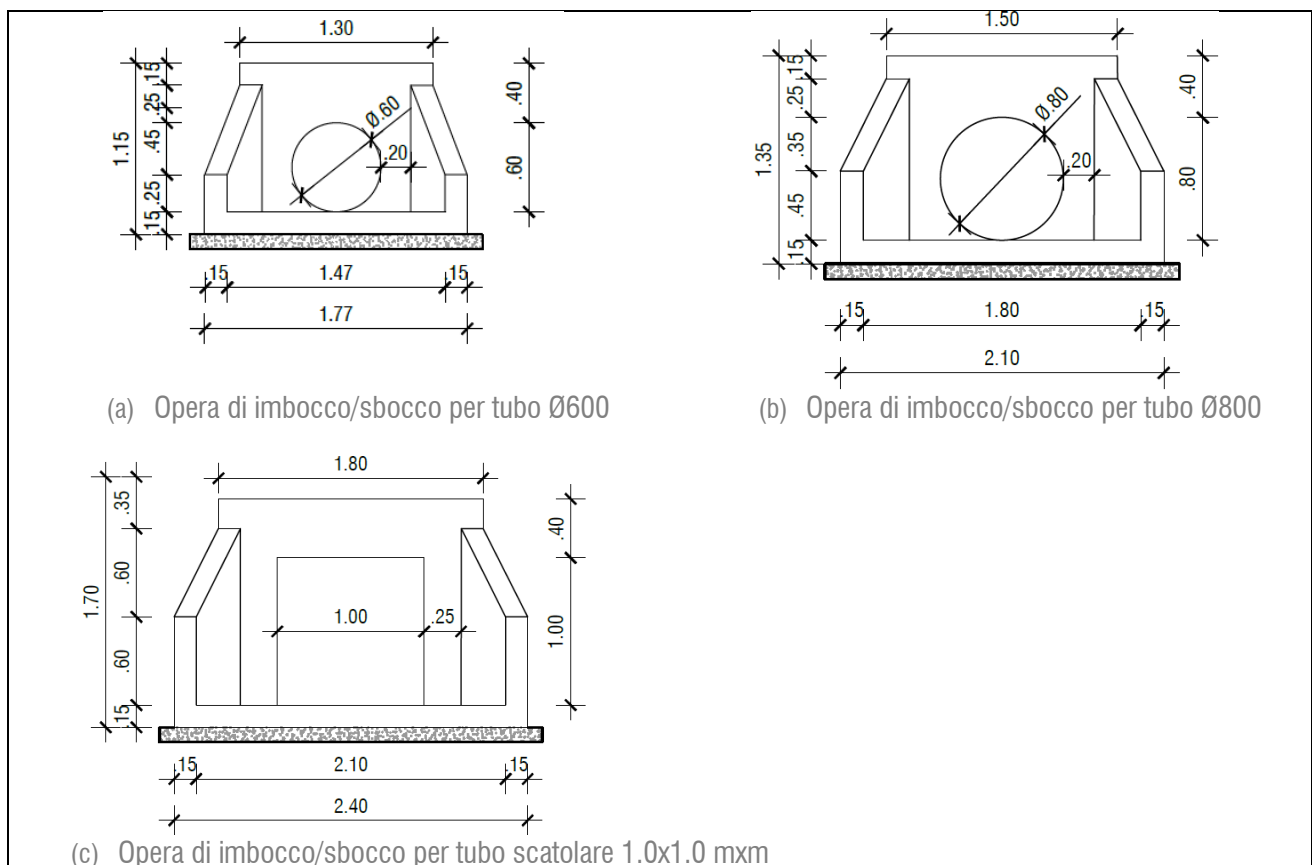


Figura 1-8: Viste frontali delle opere di imbocco/sbocco ed indicazione delle tubazioni adottate.

2 PRINCIPALI NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione, il dimensionamento e le verifiche delle strutture in oggetto, sono stati redatti in ottemperanza al quadro normativo tecnico vigente, con particolare riferimento di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

Si riporta di seguito l'elenco delle principali leggi e dei documenti a cui ci si è riferiti per la redazione della progettazione strutturale dell'opera.

2.1 NORMATIVA NAZIONALE

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 *«Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche»*;
- D.M. del 17 Gennaio 2018 *«Nuove norme tecniche per le costruzioni»* di seguito denominate NTC.
- Circolare Consiglio Sup. LL.PP. 21 Gennaio 2019 n° 7 *«Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17 Gennaio 2018»*.

2.2 EUROCODICI

- UNI EN 1991-1-5:2004 *«Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche»*;
- UNI EN 1991-2:2005 *«Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti»*;
- UNI EN 1992-2:2006 *«Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi»*;
- UNI EN 1993-2:2007 *«Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio»*;
- UNI EN 1993-1-5:2007 *«Eurocodice 3: Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra»*;
- UNI EN 1994-2:2006 *«Eurocodice 4: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti»*;
- UNI EN 1998-2:2006 *«Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti»*.

2.3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura utilizzate in relazione sono:

- lunghezze [m];
- forze [kN];

- pressioni [kN/m²];
- momenti [kNm];
- tensioni [MPa].

2.4 RIFERIMENTI

- 031_ BRCAN001105016: Scatolare per sottoattraversamento pista ciclabile - Pianta, profilo, sezione tipologica e stralcio planimetrico;
- 032_ BRCAN002105016: Scatolari su Deviazione Fossa Nuova e Canale Gusmea Ovest - Pianta, profili, sezioni tipologiche;
- 033_ BRCAN003105016: Particolari tipologici tombini secondari

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo magro

- Classe di resistenza: C12/15 ($R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$)

Calcestruzzo scatolari e manufatti in c.a. in opera

- Classe di resistenza (DM 17.01.2018): C30/37 ($R_{ck} \geq 37 \text{ N/mm}^2$)
 - Resistenza caratt. a compress. cilindrica (§ 11.2.10.1): $f_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza media a trazione semplice (§ 11.2.10.2): $f_{ctm} = 2.90 \text{ N/mm}^2$
 - Modulo d'elasticità (§ 11.2.10.3): $E_{cm} = 32837 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo a compressione (§ 4.1.2.1): $f_{cd} = 17.00 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza di calcolo a trazione (§ 4.1.2.1): $f_{ctd} = 1.35 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione massima per cmb. rara (§ 4.1.2.2.5): $\sigma_{c,rara} = 18.0 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione massima per cmb. quasi perm. (§ 4.1.2.2.5): $\sigma_{c,q,perm} = 13.5 \text{ N/mm}^2$
 - Classe di esposizione: XC4+XD1
 - Copriferro netto minimo (filo esterno armatura più esterna): 40 mm

3.2 ACCIAI

Acciaio per calcestruzzo armato

- Tipo B450C (DM 17.01.2018):
 - Resistenza caratt. di snervamento (§ 11.3.2.1): $f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$
 - Resistenza caratt. di rottura (§ 11.3.2.1): $f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$
 - Allungamento sotto carico massimo (§11.3.2.1): $A_{gt} = 7.50\%$
 - Resistenza di calcolo (§ 4.1.2.1): $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
 - Modulo d'elasticità: $E_s = 2.10E+05 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione massima per cmb. Rara (§ 4.1.2.2.5): $\sigma_{s,rara} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

4.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato. I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo);
- Software suite Gelfi (software per il calcolo e verifica delle sezioni in c.a. e d'acciaio)
- SAP 2000 V. 22 (software di calcolo agli elementi finiti) *versione 22*, distribuito da *Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA*. Gli estremi della licenza di utilizzo sono riportati nella figura seguente:

4.2 MODELLAZIONE

L'analisi strutturale delle opere in oggetto ha preso in considerazione i carichi permanenti e variabili previsti dalla normativa applicata. Sono stati valutati gli stati sollecitativi di tutti gli elementi strutturali che compongono le opere. Per tutti gli elementi si riportano in allegato le sollecitazioni allo SLU e allo SLE derivanti dalle azioni statiche e sismiche combinate.

La geometria della struttura è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ; tale riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

Le strutture (contenute nel piano verticale XZ) sono state poi modellate mediante elementi finiti monodimensionali (di tipo "frame")

Per ogni elemento del modello strutturale s'individua, inoltre, un sistema di riferimento locale rispetto al quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed inerziali ed i carichi sull'elemento, e rispetto al quale è fornita la risposta (in termini di spostamenti dei nodi e di caratteristiche di sollecitazione) dal codice di calcolo.

Gli assi del riferimento locale sono contrassegnati dalle lettere xyz e il loro orientamento rispetto al riferimento globale XYZ è assegnato in modo che il primo asse (x) è diretto secondo l'asse dell'elemento, mentre gli altri due

assi (y, z) giacciono in un piano ortogonale all'elemento e che viene definita dall'utente.

Al fine del dimensionamento delle strutture oggetto della presente relazione si decide di utilizzare, in modo cautelativo, un modello di calcolo piano per ogni manufatto analizzato, dato che questi hanno sezione trasversale costante lungo tutto lo sviluppo longitudinale.

4.2.1 Tombini idraulici a sezione scatolare (tipologico)

Per i tombini scatolari si è verificato la sezione con dimensioni maggiori, ovvero larghezza di 3.80 m ed altezza di 3.30 m. Lo spessore dei muri e delle solette superiore ed inferiore è costante e pari a 0.40 m.

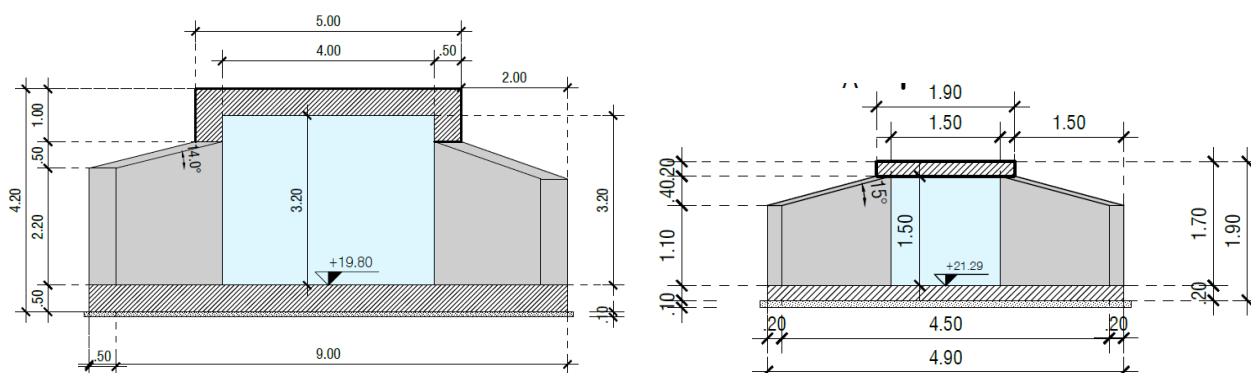


Figura 4-1. Sezioni tipologiche attraversamenti idraulici scatolari.

4.2.2 Sottopasso scatolare

Per i sottopassi scatolari si è fatto riferimento alla seguente sezione trasversale.

Il manufatto è composto da piedritti di altezza netta 2.60 m e spessore 0.40 m. La soletta superiore è larga 5.0 m ed ha spessore 0.45 m. La ciabatta di fondazione ha larghezza complessiva di 5.20 m e spessore di 0.60 m.

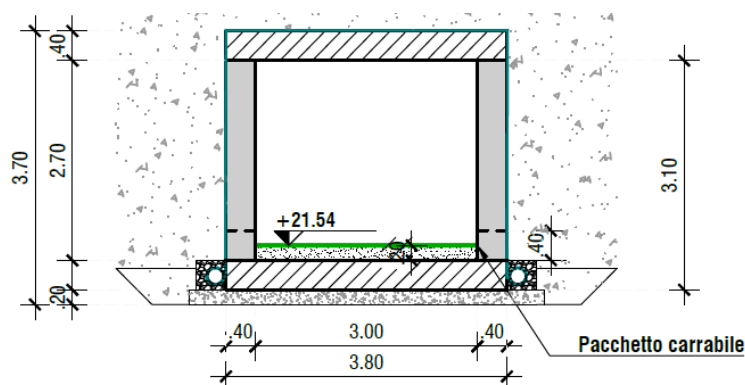


Figura 4-2: Sezione tipologica sottopasso ciclopedonale scatolare.

5 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate sono riassunte in seguito. I carichi applicati a ogni manufatto sono indicati nei paragrafi specifici.

Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

5.1 AZIONI PERMANENTI

5.1.1 Peso proprio

Il peso proprio della struttura in c.a (g_1) è stato calcolato automaticamente dal programma di calcolo. Il peso specifico del calcestruzzo armato si considera pari a 25kN/m³.

5.1.2 Permanenti portati

I pesi permanenti portati sono i seguenti:

- Ricoprimento in misto cementato:
Peso specifico: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Pacchetto stradale (bider+pavimentazione):
Peso specifico: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

5.1.3 Spinta delle terre

L'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sulla spalla dipendono dallo spostamento relativo che lo stesso può subire; le opere in oggetto sono previste su fondazione diretta superficiale costituita da una ciabatta di fondazione che unisce i due paramenti murari verticali; ciò consente di considerare le deformazioni orizzontali del terreno limitare; pertanto in sede di progettazione è stato considerato, a favore di sicurezza, un regime di spinta a riposo in cui la pressione esercitata dal terreno sull'opera, secondo la teoria di Coulomb, è data dalla seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Dove:

- $K_0 = 1 - \sin \phi = 0.426$, coefficiente di spinta a riposo;
- $\phi = 35^\circ$, angolo di attrito interno del terreno rilevato.

Per la spinta statica del terreno si considerano i seguenti dati:

Peso específico terreno: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;

5.2 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Per le verifiche globali si utilizza lo schema di carico 1 definito dalle NTC2018

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti al § 5.1.3.3.3 delle NTC2018, disposti su corsie convenzionali. Per il caso in oggetto sono state considerate corsie di larghezza 3.0 m.

In linea con la trattazione valida per i ponti di 1° Categoria, si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (D.M. 17.1.2018):

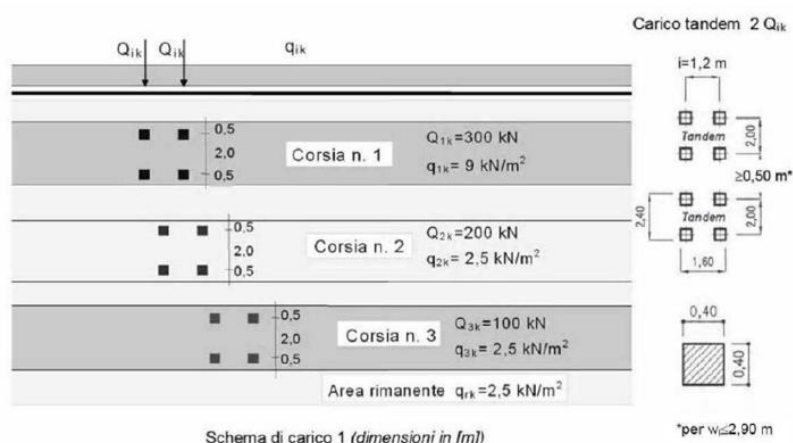
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

È stato, inoltre, considerato l'incremento uniforme di spinta orizzontale prodotto da tali carichi sulle porzioni di parete verticale.

Per le verifiche locali, sono stati valutati gli effetti più gravosi, in termini di azioni flettenti e taglianti sulla ciabatta, indotti dagli schemi 1 e 2 della normativa vigente (§5.1.3.3.3 – NTC2018).

Si riportano di seguito i due schemi, come definiti dalle NTC2018.



I carichi tandem sono stati considerati uniformemente distribuiti sulla superficie della relativa impronta e da qui diffusi attraverso la pavimentazione e la soletta con un angolo di 45° ed attraverso il terreno (o misto cementato) con angolo di 30° fino al piano medio della soletta (come descritto al §5.1.3.3.6 delle NTC2018). I valori ottenuti per i carichi di impronta sono riportati di seguito.

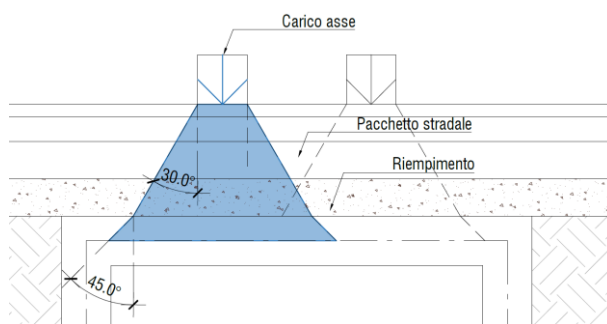
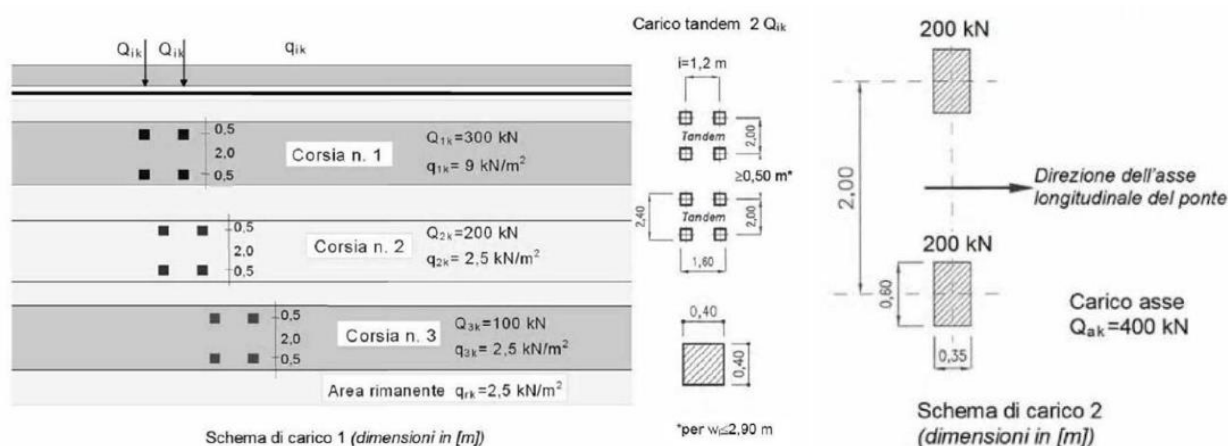


Figura 5-1: Diffusione dei carichi tandem.

Per le verifiche locali, sono stati valutati gli effetti più gravosi, in termini di sollecitazioni, indotti dagli schemi 1 e 2 della normativa vigente (§5.1.3.3.3 – NTC2018).

Si riportano di seguito i due schemi, come definiti dalle NTC2018.



Per la diffusione delle impronte di carico vale quanto detto sopra.

La presenza di un sovraccarico stradale uniformemente distribuito sul rilevato comporta un'ulteriore spinta sul manufatto interrato risultante da un diagramma delle pressioni costante con la profondità.

Intendendo con q il sovraccarico per metro lineare di proiezione orizzontale del valore pari al carico tandem diffuso alla quota media della soletta.

$$S_q = q \cdot H \cdot K_0$$

q = sovraccarico dovuto al traffico veicolare

K_0 = coefficiente di spinta a riposo

H = altezza della parete interrata sulla quale insiste la pressione.

L'entità di spinta viene inserita nel modello di calcolo come carico di superficie di intensità costante.

5.3 AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene determinata in ottemperanza a quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018, riferimento normativo cui si riferiscono tutti i richiami riportati nel seguito del presente paragrafo, salvo ove diversamente indicato.

5.3.1 Spinte in condizioni sismiche

Per manufatti scatolari interrati e per muri di sostegno, le analisi in condizioni sismiche, possono essere eseguite mediante metodi pseudo-statici utilizzando degli opportuni coefficienti sismici.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali sono valutati mediante l'espressione:

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

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

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Il calcolo della spinta viene implementato secondo il metodo di *Mononobe-Okabe*.

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:

- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

La spinta attiva viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_a$$

il coefficiente K_a viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\begin{aligned} \beta \leq \phi - \theta: \quad K_a &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \\ \beta > \phi - \theta: \quad K_a &= \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)} \end{aligned}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

Si considera, a favore di sicurezza, il punto di applicazione dell'incremento di spinta a metà dell'altezza dei muri laterali (andamento costante delle tensioni).

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 1.00 \quad \text{nelle verifiche allo SLV;}$$

5.3.2 Forze d'inerzia dovute al sisma

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai pesi propri, ai sovraccarichi permanenti, e considerando il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico: le opere in oggetto non rientra infatti fra i ponti in zona urbana di intenso traffico, per i quali si deve considerare un valore non nullo di dette masse.

In condizioni sismiche le opere sono soggette alle forze di inerzia, degli elementi strutturali e delle porzioni di terreno solidali con la struttura, calcolate come:

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \cdot W \\ F_v &= \pm k_v \cdot W \end{aligned}$$

essendo W il peso dell'elemento strutturale o della porzione di terreno, mentre k_v e k_h sono i coefficienti di intensità sismica verticale ed orizzontali descritti nel precedente paragrafo. Tali forze sono applicate nel baricentro delle masse dell'elemento considerato. La presenza di terreno interessa solo i volumi giacenti sopra gli aggetti delle fondazioni.

Per le analisi dei manufatti oggetto della presente relazione non è stata presa in considerazione la componente verticale dell'inerzia dovuta al sisma.

6 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

6.1 FASE STATICA

6.1.1 STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_{g1} \cdot G_{1k} + \gamma_{g2} \cdot G_{2k} + \gamma_{q1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} \cdot Q_{kj})$$

dove:

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} valore caratteristico dell'azione accidentale principale
- Q_{jk} valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti
- ψ_{0j} coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti.

Per i tutti i manufatti in c.a., i valori dei coefficienti parziali da applicare alle azioni per il calcolo degli effetti agli stati limite ultimi sono riportati nel seguente prospetto (D.M. 17/01/2018 – tabella 5.1.V):

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{t1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{t2}, \gamma_{t3}, \gamma_{t4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

I coefficienti di combinazione delle azioni variabili sono invece riportati nel seguente prospetto di normativa (D.M. 17/01/2018 – tabella 5.1.VI):

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_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

6.1.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$
- Frequenti
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$
- Quasi permanenti
$$S_d = G_k + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

6.2 FASE SISMICA

Le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono state effettuate con la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$S_d = E + G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove: E è l'azione sismica di riferimento per lo stato limite in esame.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

dove il coefficiente ψ_{i2} rappresenta l'aliquota quasi permanente dei carichi accidentali ed assume, per ogni tipologia di azione accidentale, il valore definito al paragrafo precedente.

7 CRITERI DI VERIFICA

7.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

7.1.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si verifica che le coppie di sollecitazioni (N_{Ed} , M_{Ed}) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

7.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (\nu_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove: :

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; \nu_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \quad \text{rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa } (\leq 0.02)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \quad \text{tensione media di compressione nella sezione } (\leq 0.2 f_{cd})$$

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

dove:

A_{sw} area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

θ angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$)

α_c coefficiente amplificativo pari a:

- 1 per membrane non compresse
- $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd}$
- 1.25 per $0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.50 \cdot f_{cd}$
- $2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

7.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

Le condizioni ambientali per gli elementi in c.a. oggetto della presente relazione sono:

- Strutture di fondazione – condizioni ordinarie;
- Strutture in elevazione – condizioni aggressive.

La definizione delle condizioni ambientali è riportata di seguito, come prescritto nelle NTC2018.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

7.2.1 VERIFICA DI APERTURA DELLE FESSURE

L'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dalle NTC2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni frequente e quasi permanente della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita come segue:

- Strutture di fondazione - condizioni ordinarie ed armature poco sensibili:
 1. combinazione di carico frequente:
 $w_k \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
 2. combinazione di carico quasi permanente:
 $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
- Strutture in elevazione - condizioni aggressive ed armature poco sensibili
 1. combinazione di carico frequente:
 $w_k \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
 2. combinazione di carico quasi permanente:
 $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

I criteri per la scelta dello stato limite di fessurazione sono riportati nella tabella che segue, come prescritto nelle NTC2018.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

7.2.2 VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO

Le verifiche si eseguono per la condizione di carico quasi permanente e rara, verificando che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione quasi permanente si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$

8 VERIFICHE

8.1 TOMBINI IDRAULICI A SEZIONE SCATOLARE (TIPOLOGICO)

8.1.1 GEOMETRIA E VINCOLI

Si riportano delle viste del modello realizzato con l'indicazione delle sezioni e dei vincoli assunti.

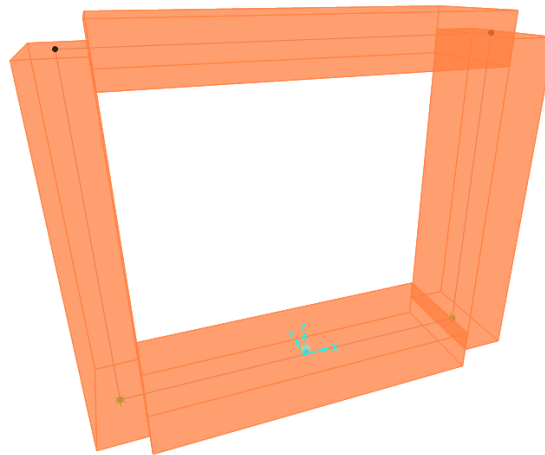
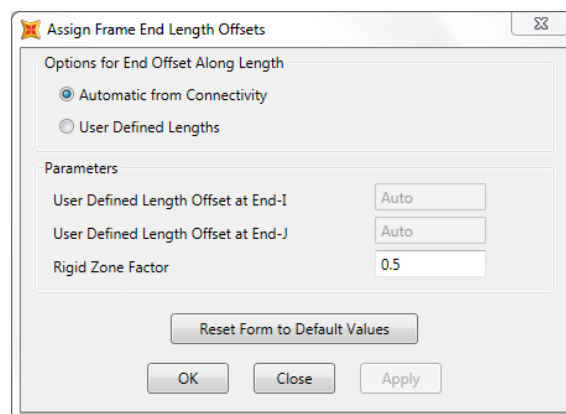


Figura 8-1: Vista del modello con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidezza pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:

Costante di Winkler molle verticali

$c = 1.0$	kg/cm^3	Costante di Winkler verticale
$c = 10000$	kN/m^3	Costante di Winkler verticale (SI)
$S = 1.0$	m	Spessore frame

$c - \text{modello} = 10000 \text{ kN/m/m}$ Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

8.1.2 CARICHI APPLICATI

Si riportano di seguito le modalità di applicazione dei carichi di progetto sul manufatto in oggetto. Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

I pesi propri delle strutture modellate sono tenuti in conto automaticamente dal programma di calcolo.

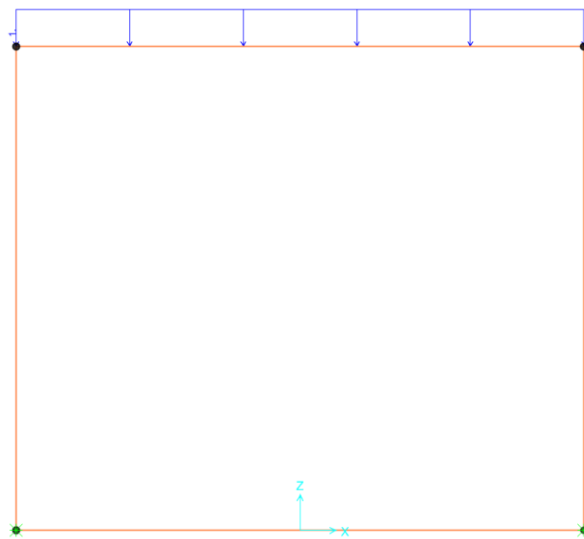
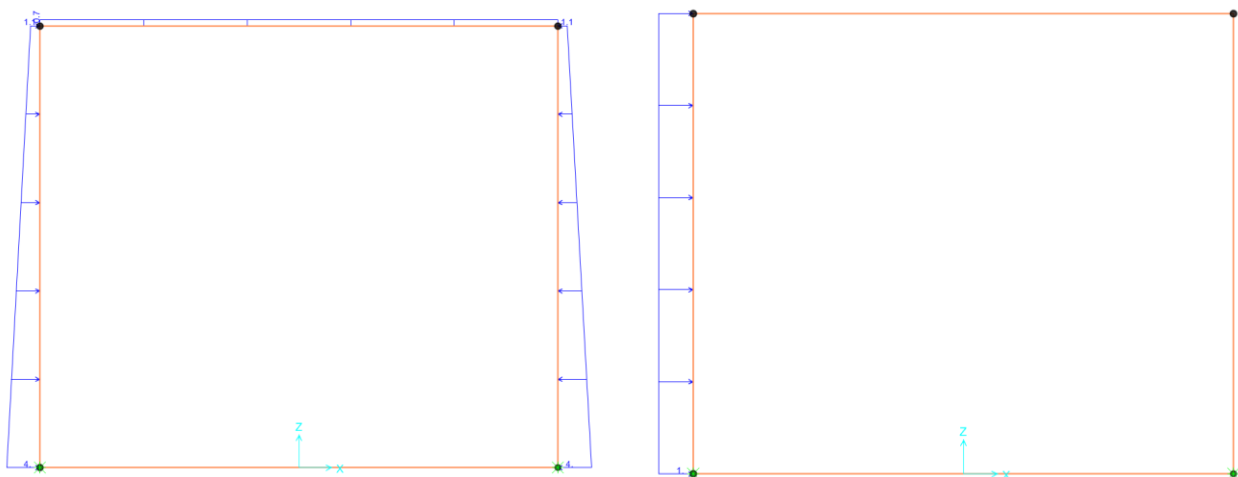


Figura 8-2: Peso permanente portato dalla pavimentazione stradale.



(a) Spinta del terreno e peso proprio del terreno di ricoprimento in condizioni statiche. (b) Spinta del terreno in condizioni sismiche.

Figura 8-3: Spinta statica e peso proprio del terreno (a), spinta sismica (b).

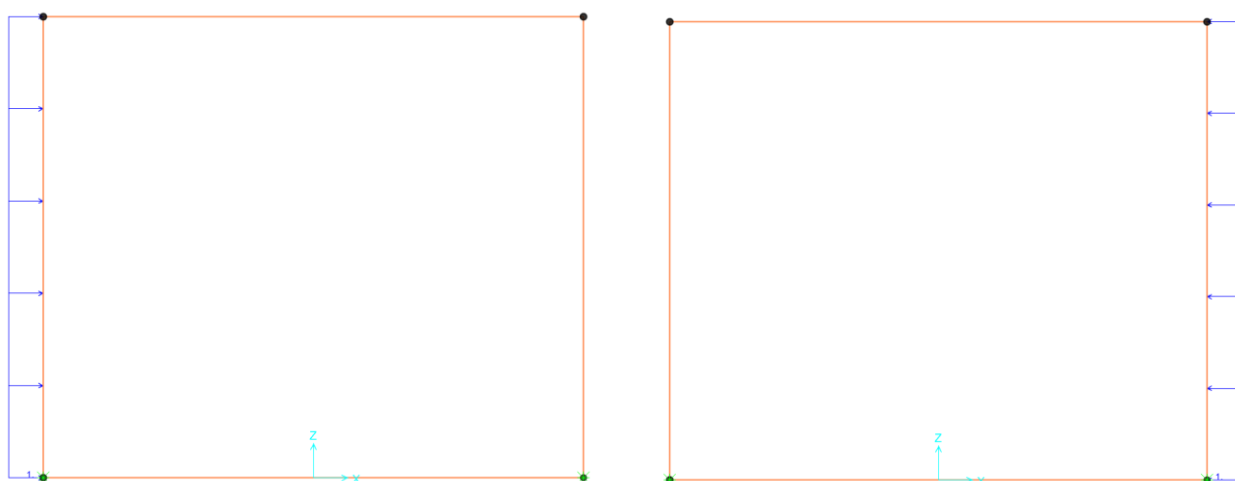


Figura 8-4: Sovraccarico da traffico su rilevato.

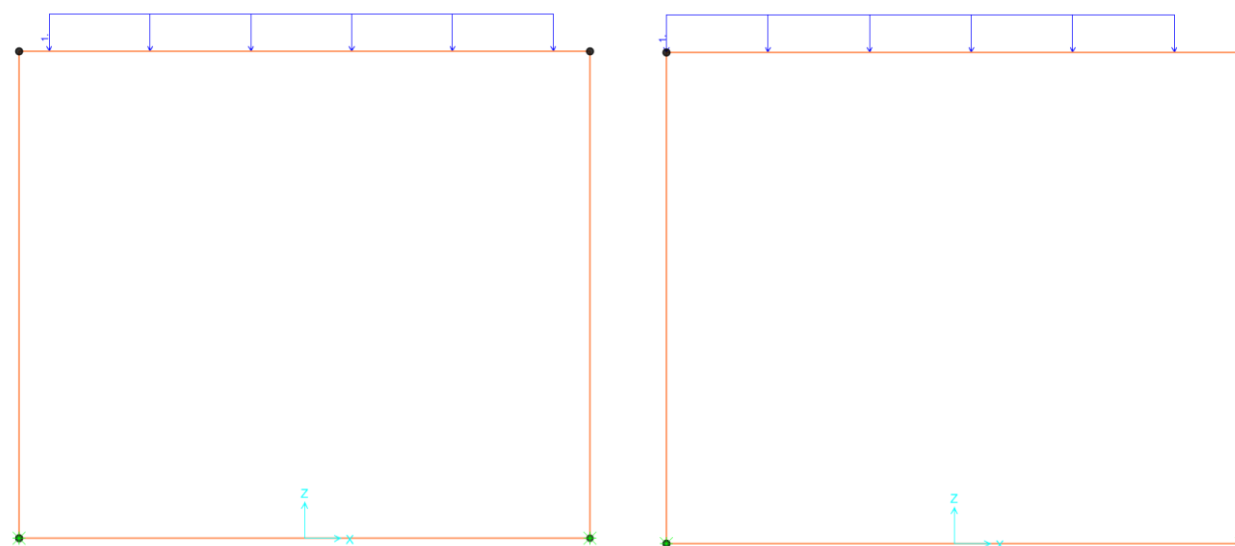


Figura 8-5: Carico da traffico – schema di carico 1.

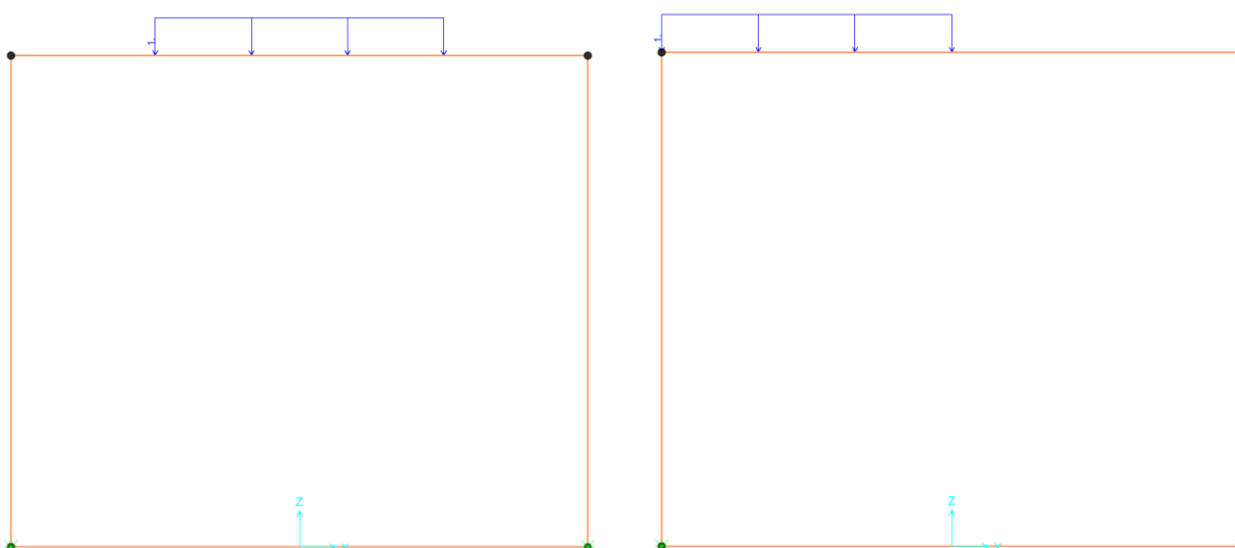


Figura 8-6: Carico da traffico – schema di carico 2.

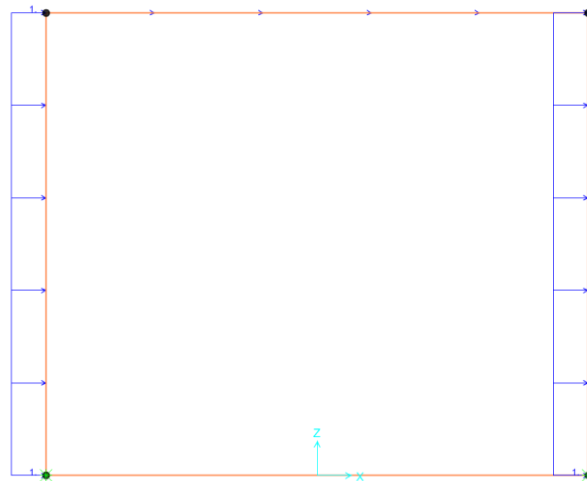


Figura 8-7: Inerzia strutturale di piedritti e soletta superiore in condizioni sismiche.

8.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico effettuate sono quelle riportate al §6, in ottemperanza alla vigente normativa.

8.1.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state effettuate, in maniera preliminare, nelle seguenti sezioni significative:

- Sezione 1: piede piedritti (lato piedritti);
- Sezione 2: testa piedritti (lato piedritti);
- Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto (lato ciabatta);
- Sezione 4: mezzeria ciabatta;
- Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto (lato soletta superiore);
- Sezione 6: mezzeria soletta superiore.

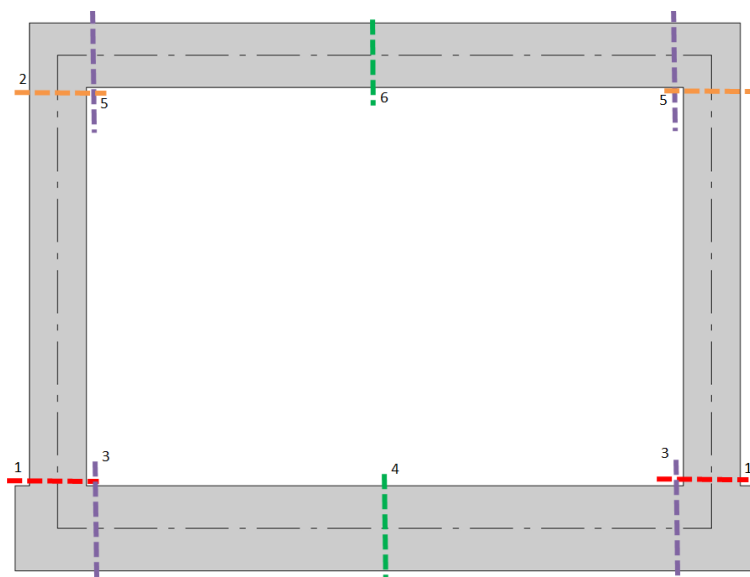


Figura 8-8: Sezioni di verifica.

Dalle verifiche di cui sopra si stima un'incidenza media dell'armatura pari a 110 kg/m³.

8.2 SOTTOPASSI SCATOLARI (TIPOLOGICO)

8.2.1 GEOMETRIA E VINCOLI

Si riportano delle viste del modello realizzato con l'indicazione delle sezioni e dei vincoli assunti.

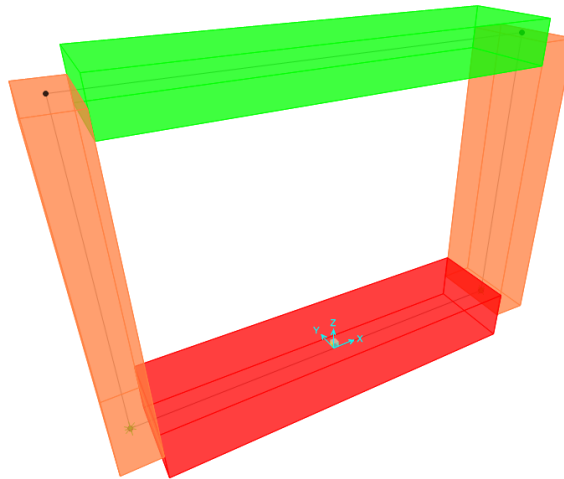
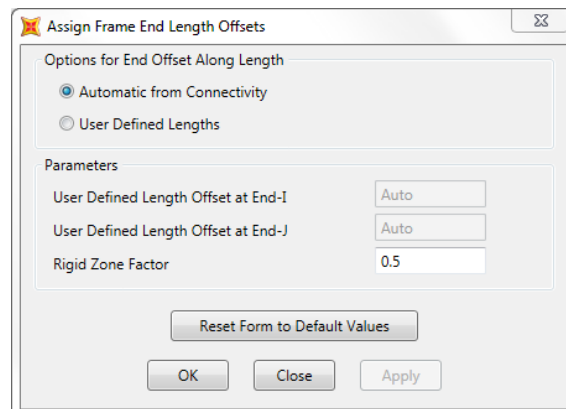


Figura 8-9: Vista del modello con indicazione delle sezioni.

In prossimità dei nodi sono state considerate le effettive End-Offset, automaticamente computate dal programma di calcolo assegnando un coefficiente di rigidità pari a 0.5.



La ciabatta di fondazione risulta vincolata alla base per impedire le traslazioni orizzontali mentre è vincolata con molle lineari verticali, la cui costante elastica è esplicitata di seguito:

Costante di Winkler molle verticali

$c = 1.0 \quad \text{kg/cm}^3$ Costante di Winkler verticale

$c = 10000 \quad \text{kN/m}^3$ Costante di Winkler verticale (SI)

$S = 1.0 \quad \text{m}$ Spessore frame

$c - \text{modello} = 10000 \quad \text{kN/m/m}$ Costante di Winkler verticale (SI) adottata nel modello

8.2.2 CARICHI APPLICATI

Si riportano di seguito le modalità di applicazione dei carichi di progetto sul manufatto in oggetto. Si vuol far notare che nel modello strutturale tutti i carichi inseriti sono modellati come unitari attraverso i rispettivi "load cases". L'entità del carico è inserita per mezzo di un fattore moltiplicativo presente nelle combinazioni riportate per ogni opera analizzata, sfruttando la linearità del comportamento e dell'analisi.

I pesi propri delle strutture modellate sono tenuti in conto automaticamente dal programma di calcolo.

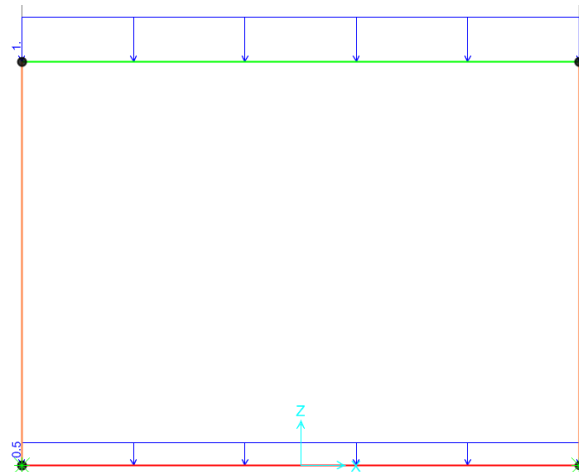
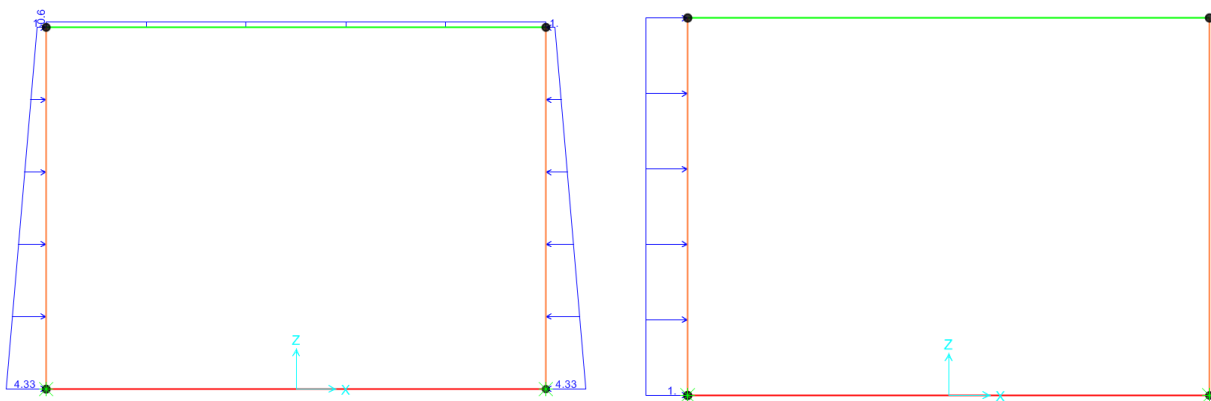


Figura 8-10: Peso permanente portato della pavimentazione stradale (sopra) e ciclopedonale (sotto).



(a) Spinta del terreno e peso proprio del terreno di ricoprimento in condizioni statiche. (b) Spinta del terreno in condizioni sismiche.

Figura 8-11: Spinta statica e peso proprio del terreno (a), spinta sismica (b).

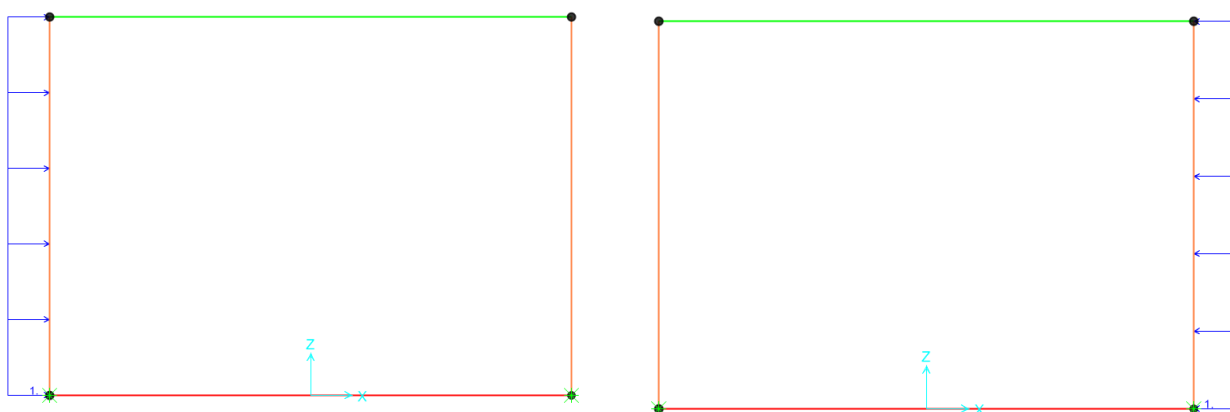


Figura 8-12: Sovraccarico da traffico su rilevato.

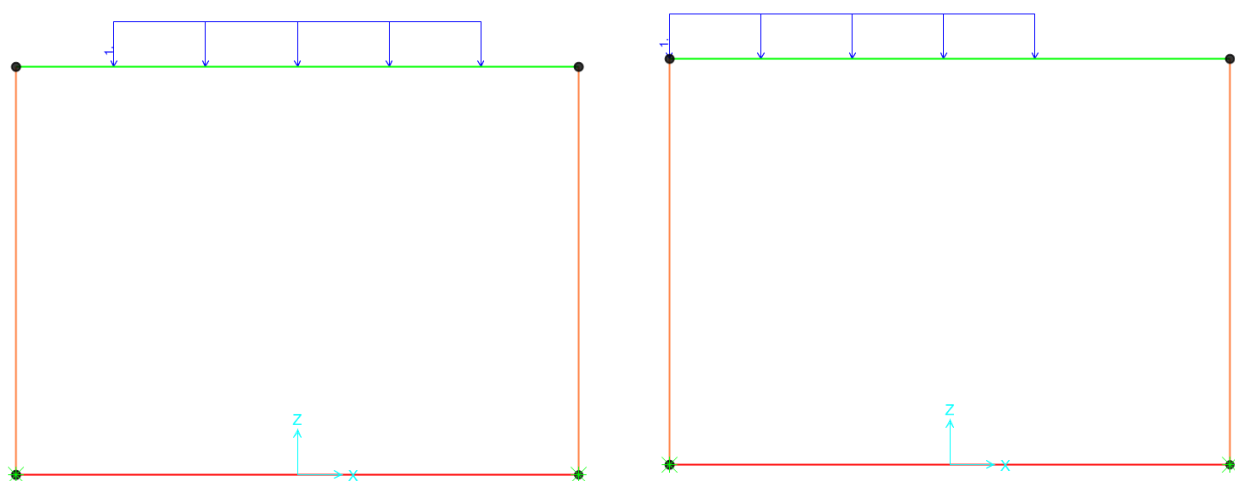


Figura 8-13: Carico da traffico – schema di carico 1.

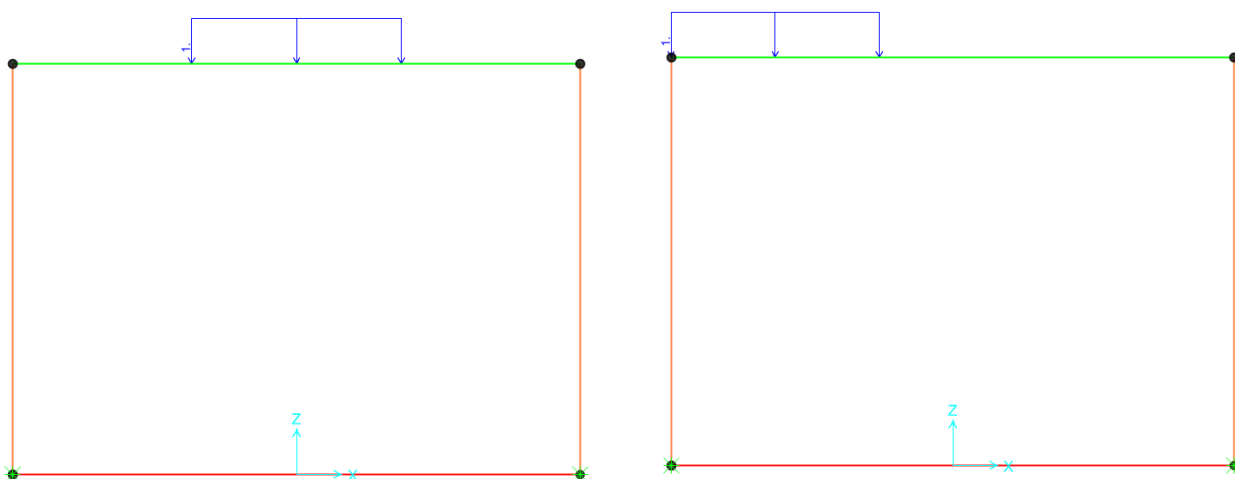
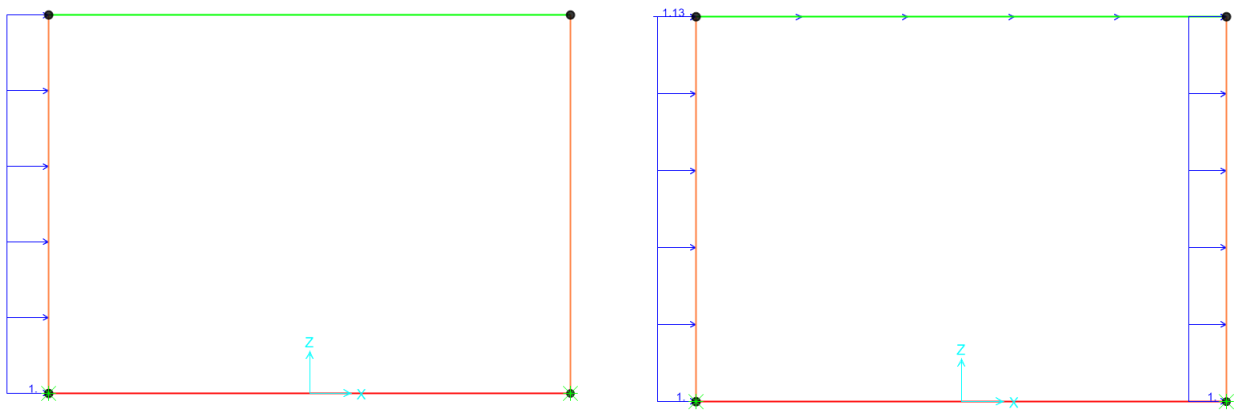


Figura 8-14: Carico da traffico – schema di carico 2.



(a) Inerzia del terreno in condizioni sismiche.

(b) Inerzia dei piedritti e della soletta superiore in condizioni sismiche.

Figura 8-15: Inerzia del manufatto in condizioni sismiche: terreno (a) e struttura (b).

8.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico effettuate sono quelle riportate al §6, in ottemperanza alla vigente normativa.

8.2.4 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali sono state effettuate nelle seguenti sezioni significative:

- Sezione 1: piede piedritti (lato piedritti);
- Sezione 2: testa piedritti (lato piedritti);
- Sezione 3: incastro tra ciabatta e piedritto (lato ciabatta);
- Sezione 4: mezzeria ciabatta;
- Sezione 5: incastro tra soletta superiore e piedritto (lato soletta superiore);
- Sezione 6: mezzeria soletta superiore.

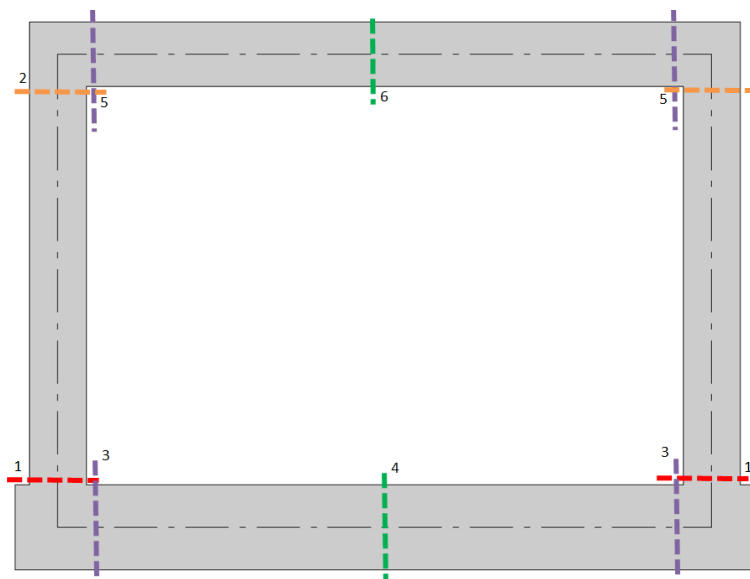


Figura 8-16: Sezioni di verifica.

Dalle verifiche di cui sopra si stima un'incidenza media dell'armatura pari a 110 kg/m³.