

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Costruzioni di Strade Ferrovie ed Aeroporti LS

**PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI UN
SOTTOVIA STRADALE**

CANDIDATA:
Alice Lelli

RELATORE:
Chiar.mo Prof. *Andrea Simone*

CORRELATORE:
Dott. Ing. *Valeria Vignali*

Anno Accademico 2010/2011

Sessione II

Indice

Introduzione	5
CAPITOLO 1 : SOTTOVIA SCATOLARIA A SPINTA.....	7
1.1 Premessa	7
1.2 Sottovia scatolare a spinta.....	9
1.3 Fasi operative	12
1.4 Realizzazione del monolite	14
1.4.1 Costruzione della platea di varo	18
1.4.2 Fase di spinta e traslazione del monolite	20
1.4.2.1 Lo scavo	22
1.4.2.2 Lo smarino	23
1.5 Il completamento dell'opera	24
CAPITOLO 2 : LE TECNOLOGIE COSTRUTTOVE PER I SOTTOVIA	
SCATOLARIA A SPINTA	25
2.1 Gli apparecchi di sostegno ai binari.....	25
2.1.1 Fasci di rotaie	26
2.1.2 Le travi gemelle	27
2.1.3 Il sistema Istrice	29
2.1.4 Il Ponte Bologna	30
2.1.5 Il Ponte Essen	32
2.1.5.1 Il Ponte Essen standard per manufatti a spinta	38
2.1.5.2 Il Ponte Essen standard per manufatti a spinta di medie e grandi dimensioni	39
2.1.5.3 Il Ponte Essen in presenza di scambi.....	43
2.1.5.4 Il Ponte Essen in presenza di manufatti esistenti	45
2.2 La tecnologia della piattaforma autocentrante per sottovia autostradali	46

CAPITOLO 3 : PROBELMI CONNESSI ALLE COSTRUZIONI DI SOTTOVIA

SCATOLARI A SPINTA	48
3.1 Presenza di falda acquifera	48
3.1.1 Operatività di cantiere	51
3.1.2 Conclusioni	52
3.2 Problemi connessi all'avanzamento del monolite: marcata fessurazione	54
3.3 Interazione terreno – struttura in un sottovia	59
3.3.1 Collettore fognario del Comune di Bologna	59
3.3.1.1 Caratteristiche del terreno	65
3.3.1.2 Risultati ottenuti	67
3.3.1.3 Conclusioni	72

CAPITOLO 4 : LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER IL PROGETTO

DEI

SOTTOVIA SCATOLARI A SPINTA	77
4.1 Premessa	77
4.2 Verifica allo stato limite ultimo	81
4.3 Verifica allo stato limite di esercizio	84
4.4 Ponti ferroviari	85
4.4.1 Azioni variabili verticali	85
4.4.2 Effetti dinamici	88
4.4.3 Azioni variabili orizzontali	90
4.4.4 Verifica allo stato limite ultimo e di esercizio	92
4.5 Ponti stradali	95
4.5.1 Schemi di carico	96
4.5.2 Categorie stradali	98
4.5.3 Diffusione dei carichi	101
4.5.3.1 Incremento Dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q_2	101
4.5.3.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3	101

4.5.3.3 Azione centrifuga: q_4	102
4.5.3.4 Azioni di Neve, Vento: q_5	102
4.5.3.5 Azioni sismiche q_6	103
4.5.3.6 Resistenze passive dei vincoli: q_7	103
4.5.3.7 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q_8	103
4.5.3.8 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): q_9	104
4.6 Combinazioni di carico	105

CAPITOLO 5: SCHEMI DI CALCOLO E DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI UNO SCATOLARE..... 108

5.1 Premessa	108
5.2 Carichi applicati	108
5.3 Schemi di calcolo.....	109
5.4 Dimensionamento della platea.....	113
5.5 Dimensionamento dei setti laterali	115
5.5.1 Tunnel scatolari poco profondi	115
5.5.2 Tunnel scatolari profondi.....	116

CAPITOLO 6: PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: PRO_SAP..... 117

6.1 Premessa	117
6.2 Realizzazione del modello	118
6.3 Assegnazione delle proprietà agli elementi	123
6.4 Interazione terreno - struttura.....	126
6.5 Definizione ed applicazione dei casi di carico.....	128
6.6 Definizione delle combinazioni di carico	131
6.7 Progettazione e verifica degli elementi strutturali	133

CAPITOLO 7: CALCOLO STRUTTURALE DI UN SOTTOVIA SCATOLARE

STRADALE	134
7.1 Premessa	134
7.2 Normativa di riferimento	136
7.3 Caratteristiche dei materiali	139
7.4 Caratteristiche geotecniche del terreno	141
7.5 Criteri di calcolo: definizione dell'azione sismica	142
7.6 Definizione dei carichi agenti sul sottovia scatolare	152
7.6.1 <i>Definizione dei Carichi Permanenti</i>	152
7.6.2 <i>Definizione della spinta del terreno</i>	154
7.6.3 <i>Definizione del carico variabile dovuto all'azione variabile da traffico.</i>	155
7.6.4 <i>Definizione del Carico Sismico</i>	158
7.7 Combinazioni di carico	159
7.8 Verifiche di resistenza ed a fessurazione	163
7.8.1 <i>Soletta superiore ed inferiore</i>	164
7.8.2 <i>Piedritti</i>	166
7.9 Verifiche geotecniche	168
7.9.1 <i>Verifica della Resistenza ai carichi verticali</i>	170
7.9.2 <i>Pressioni sul terreno</i>	170
7.9.3 <i>Resistenza di progetto</i>	171
Bibliografia	172

INTRODUZIONE

La salvaguardia della piena ed ininterrotta funzionalità delle vie di comunicazione ed il suo potenziamento in termini di efficienza, è oggi esigenza imprescindibile per le aziende ferroviarie e stradali.

Si pongono conseguentemente importanti problemi specifici quali, in particolare, le interferenze tra le linee ferroviarie e le strade ordinarie.

E' orientamento attuale risolvere ogni attraversamento di una via di comunicazione principale (strade, autostrade, ferrovie) per realizzare reti infrastrutturali, quali strade, acquedotti, ecc., con opere che sottopassano la via di comunicazione, per motivi di carattere non solamente tecnico, ma anche economico ed ambientale.

La necessità, quindi, di mantenere in esercizio le via di comunicazione, escludendo rallentamenti o parzializzazioni al traffico, richiede la messa in opera di pesanti strutture di sostegno, qualora si voglia impiegare una tecnologia esecutiva di tipo tradizionale.

Ne conseguono inevitabilmente costi elevati e tempi piuttosto lunghi.

Al fine di ridurre tali aggravii di tipo economico ed operativo, in Italia ha avuto notevole impulso l'impiego del metodo di infissione con sistemi oleodinamici di sottopassi prefabbricati ("tecnica dello spingitubo").

Tale tecnica presenta notevoli vantaggi quali la notevole riduzione delle strutture di sostegno della linea di comunicazione, un'ineguagliabile rapidità operativa, minimi rischi di cantiere e l'installazione del tunnel definitivo contemporaneamente alla realizzazione del foro.

In questo lavoro viene descritto come viene realizzato un sottovia scatolare "a spinta", che sinteticamente può suddividersi nelle seguenti operazioni:

- allestimento delle opere di servizio per la prefabbricazione dell'opera d'arte e per le operazioni di varo.
- allestimento fuori opera della struttura statica monolitica prefabbricata del sottopasso.

Vengono, pertanto, analizzate le fasi di realizzazione di un sottovia scatolare "a spinta" prendendo in considerazione le varie problematiche che si possono presentare durante la realizzazione di queste strutture quali la presenza di falda acquifera, terreni con caratteristiche geotecniche scadenti, marcata fessurazione in fase di avanzamento del monolite.

Nelle seconda parte del lavoro viene eseguito il dimensionamento delle strutture

in calcestruzzo armato di un sottovia stradale, partendo dalla creazione del modello mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PRO_SAP.

Il dimensionamento del monolite è stato effettuato considerando le azioni che interessano una struttura interrata, l'azione sismica in un sito di categoria 2 e le azioni derivanti dal traffico stradale e le verifiche sono state eseguiti col metodo agli stati limiti.

I risultati hanno portato alla determinazione dello stato tenso-deformativo della struttura e quindi la possibilità di verificare se il modello realizzato ha portato a risultati soddisfacenti secondo la normativa di riferimento D.M. 14/01/2008.

CAPITOLO 1

SOTTOVIA SCATOLARI “ A SPINTA”

1.1 PREMESSA

Per realizzare reti infrastrutturali, quali strade, acquedotti, fognature ecc., per motivi di carattere non solamente tecnico ma anche economico ed ambientale, è orientamento attuale risolvere l'attraversamento di una via di comunicazione principale (strade, autostrade, ferrovie) con opere che la sottopassano.

La necessità di mantenere in esercizio tale via di comunicazione escludendo rallentamenti o parzializzazioni al traffico richiede la messa in opera di pesanti strutture di sostegno, qualora si voglia impiegare una tecnologia esecutiva di tipo tradizionale. Ne conseguono inevitabilmente costi elevati e tempi piuttosto lunghi.

Al fine di ridurre tali aggravii di tipo economico ed operativo, in alternativa alle tecniche tradizionali, l'impiego del metodo di infissione con sistemi oleodinamici di sottopassi prefabbricati (“tecnica dello spingitubo”). La struttura è costruita mediante prefabbricazione in un apposito cantiere a lato del rilevato stradale o ferroviario da sottopassare, e poi spinta idraulicamente all'interno del terrapieno stesso con l'ausilio di una soletta di varo ed utilizzando un'opera di contropinta da demolire successivamente.

Questa tecnica costruttiva permette la circolazione di flussi di traffico durante il periodo di costruzione, e il mantenimento degli stessi con limitazioni durante il breve periodo di scavo del tunnel.

Tale tecnica presenta i seguenti vantaggi :

- mantenimento dell'esercizio della via di comunicazione interessata dall'attraversamento sotterraneo;
- notevole riduzione delle strutture di sostegno della linea di comunicazione;
- rapidità operativa e minimi rischi di cantiere;
- installazione del tunnel definitivo contemporaneamente alla realizzazione dello scavo;

- riduzione dell'impatto ambientale, inteso sia in senso transitorio (interferenza dei lavori con la situazione esistente) sia in senso definitivo;
- costi inferiori rispetto alle tecnologie esecutive tradizionali.

1.2 REALIZZAZIONE

La messa in opera di un sottopasso, stradale o ferroviario, con la tecnica degli scatolari a spinta, consiste nella costruzione di un monolite in cemento armato prefabbricato di sezione in genere quadrata o rettangolare e nella sua successiva infissione nel terreno tramite martinetti oleodinamici. (Fig. 1)



Fig. 1 - Sottovia scatolare fuori opera ed in opera

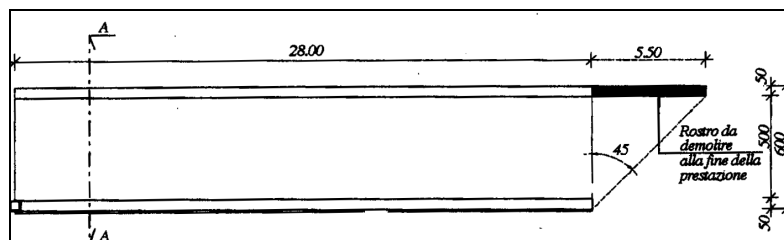


Fig. 2 - Sezione longitudinale prima della messa in opera

La sezione che viene infissa nel terreno è provvista di un “rosto”(Fig. 2), la quale deve agevolare la penetrazione e che verrà demolito al termine del

processo di spinta; all'altro estremo una serie di martinetti oleodinamici spinge il monolite con un avanzamento di $2 \div 4$ m al giorno, fino al suo collocamento nella posizione prevista da progetto (Fig. 3). La velocità di penetrazione nel terreno dipende innanzitutto dalla sua consistenza e resistenza.



Fig. 3 - Rostro e martinetti oleodinamici

Durante l'avanzamento viene gradualmente asportato il terreno accumulato all'interno del monolite in modo che al termine della spinta il manufatto sia pronto per essere completato di quanto altro necessario (Fig. 4).



Fig. 4 - Terreno che viene accumulato e asportato dall'interno del monolite

Le opere provvisionali da approntare sono: una platea di varo e un muro reggispinga.

La platea di varo consiste in una piattaforma in cemento armato di altezza 50 cm circa, sulla quale sarà fatto scorrere il monolite.

Fra la piattaforma di varo ed il monolite viene solitamente interposto un foglio in polietilene oppure un letto di listelli di legno e sabbia per diminuire l'attrito al contatto e favorire il distacco e lo scorrimento del manufatto.

Lo scopo del muro reggispinta è, invece, offrire un contrasto alla spinta dei martinetti, e deve essere adeguatamente ancorato al terreno mediante pali, micropali od anche file di palancole. Il suo dimensionamento e la tecnica di ancoraggio dipendono strettamente dal tipo di terreno interessato.

1.3 FASI OPERATIVE

La realizzazione di questi monoliti può sinteticamente suddividersi nelle seguenti operazioni: (Fig. 5)

1) *allestimento delle opere di servizio per la prefabbricazione dello scatolare*: consistono nella costruzione della platea in calcestruzzo armato che, costruita su di un lato della linea da sottopassare, ha tre funzioni specifiche:

- costituire la base di appoggio provvisoria per l'allestimento dell'opera d'arte prefabbricata;
- assicurare il contrasto alla spinta oleodinamica per il varo del manufatto prefabbricato dalla sede di allestimento a quella di esercizio;
- costruire il piano di scorrimento e di guida per detta traslazione.

2) *preparazione dei servizi necessari alle operazioni di varo*: consistono nella realizzazione dell'opera di contrasto alla spinta oleodinamica per il varo del manufatto prefabbricato. Si schematizza come muro di sostegno a un rilevato con altezza sufficiente a consentire con la sua spinta passiva un'opportuna resistenza allo sforzo esercitato dai martinetti in fase di spinta. Quest'ultima viene distribuita uniformemente sulla parete da una trave molto rigida in acciaio, alla quale se ne aggiungeranno altre per compensare la corsa dei pistoni dei martinetti, ogni volta che questa si azzera.

3) *allestimento fuori opera della struttura statica monolitica prefabbricata del sottopasso*: il manufatto viene realizzato con un getto monolitico in calcestruzzo armato ed allestito in posizione tale per cui il suo asse longitudinale coincida in direzione e quota con quello di progetto dell'opera finita.

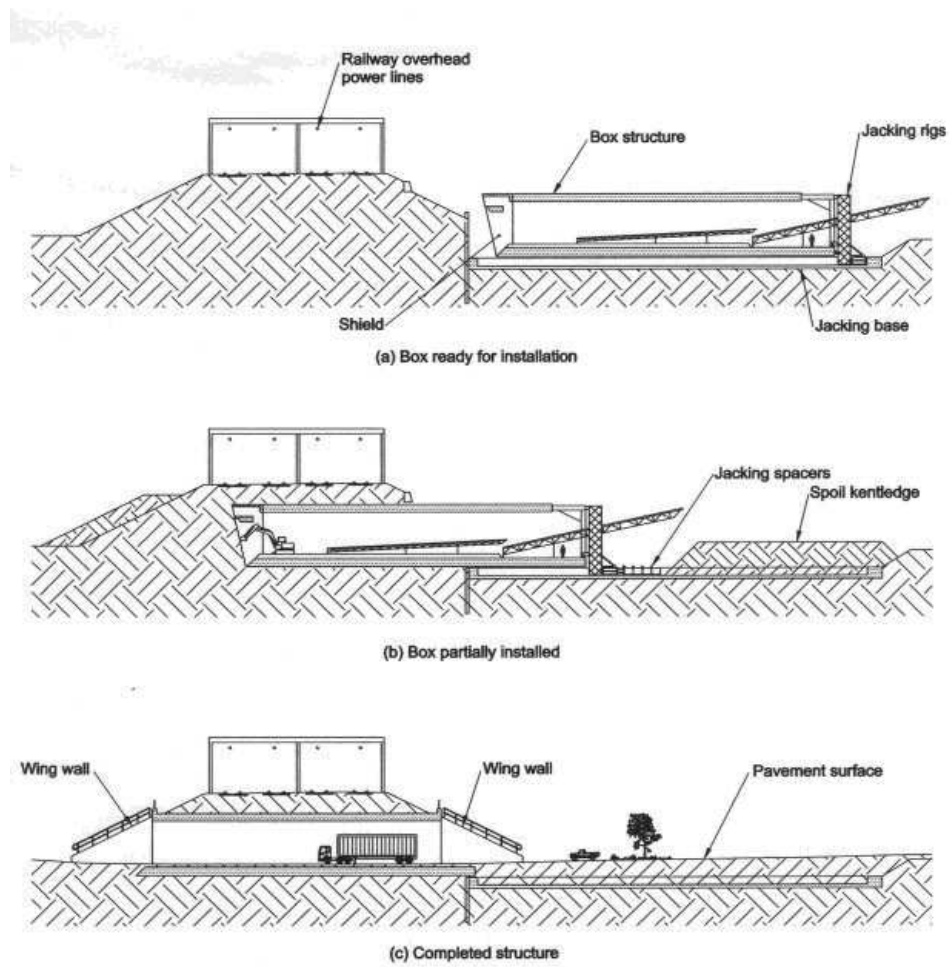


Fig. 5 - Fasi operative: Spinta dello scatolare nel terreno

1.4 REALIZZAZIONE DEL MONOLITE

Il monolite è un'opera in cemento armato tradizionale, la cui realizzazione prevede una prima fase di installazione delle armature, una seconda fase di casseratura, una terza fase di getto del calcestruzzo e, infine, un congruo tempo di attesa per la maturazione del getto.

Il monolite è messo in opera secondo le seguenti fasi :

- costruzione della platea di varo; (Fig. 6)
- costruzione dello scatolare; (Fig. 7)
- consolidamento del terreno del rilevato mediante jet-grouting o micropali; (Fig. 8)
- realizzazione del muro di contrasto nel lato platea opposto; (Fig. 9)
- collocazione dei martinetti; (Fig. 10)
- inizio delle operazioni di infilaggio mediante spinta e traslazione del monolite sulla platea. (Fig. 11)



Fig. 6 - Realizzazione platea di varo

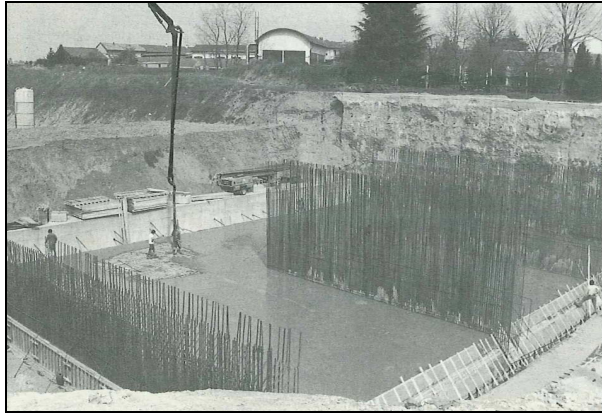


Fig. 7.1 - Realizzazione dello scatolare: Getto soletta inferiore

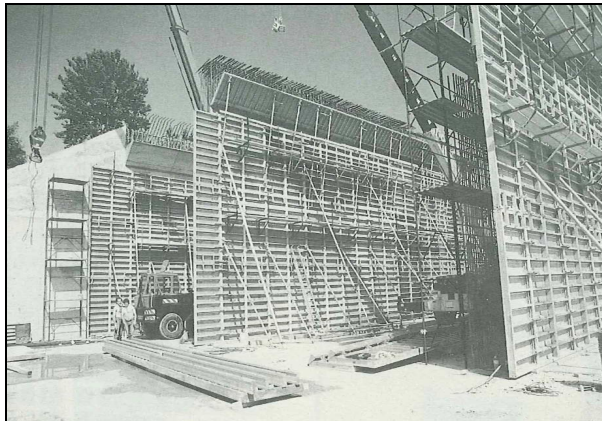


Fig. 7.2 - Realizzazione dello scatolare: Realizzazione ritti verticali

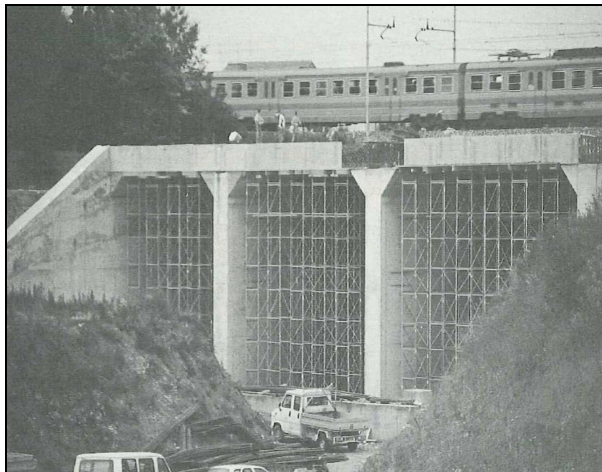


Fig. 7.3 - Realizzazione dello scatolare: Getto soletta superiore

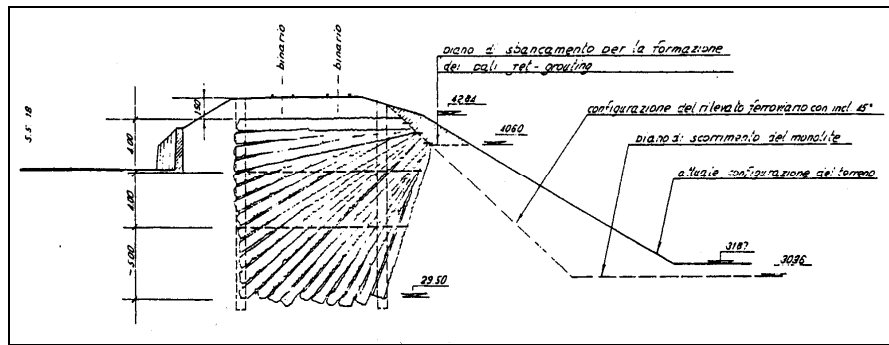


Fig. 8 - Consolidamento del terreno mediante jet-grouting



Fig. 9 - Muro reggispinta



Fig. 10 - Martinetti Idraulici



Fig. 11 - Traslazione del monolite sulla platea

1.4.1 COSTRUZIONE PLATEA DI VARO

Il primo step per la costruzione del monolite è lo scavo della trincea di varo, la quale consente di liberare il volume che il monolite andrà ad occupare rimuovendo il terreno presente in sito.

Si può provvedere quindi all'allestimento di paratie verticali o palancole, per proteggere lo scavo. Se lo spazio non è limitato si può procedere allo scavo libero, creando delle scarpate laterali inclinate di circa 45° rispetto al piano orizzontale; la larghezza dello scavo varia in funzione della profondità dello scavo stesso.

Se invece lo spazio è limitato, l'uso delle paratie infisse nel terreno lungo il perimetro dello scavo e prima dell'effettuazione dello stesso, permette di realizzare una trincea con pareti verticali e a larghezza costante.

Tipicamente le paratie di protezione consistono in file di pali, micropali o palancole. (Fig. 12)



Fig. 12 - Palancole e Platea di varo

Per la realizzazione di pali e micropali si esegue un foro tramite trivella, il terreno viene rimosso e si procede al getto della miscela cementizia, fino all'effettivo riempimento del foro.

La platea di varo è composta da una soletta in calcestruzzo armato di spessore pari a circa 40 cm, e funge da base provvisoria sulla quale viene in un primo momento costruito il manufatto scatolare, ed in un secondo come guida alla traslazione in fase di infissione nel terreno.

Tipicamente viene approntata a margine del terrapieno, posta ad una profondità variabile in funzione dall'altezza dello scatolare.

Per dimensionare la platea di varo entrano in gioco due fattori: lo spazio necessario a consentire un'agevole quanto sicura costruzione dell'opera, ed i parametri geotecnici del terreno presente in sito.

Per garantire il mantenimento in asse dello scatolare durante la fase di spinta sono realizzati ai margini della platea dei risvolti laterali, di dimensione variabile.

L'armatura di tale platea è normalmente formata da una maglia sia inferiore che superiore 20x20 con ferri rispettivamente \varnothing 10 mm in direzione trasversale e \varnothing 12 mm in direzione longitudinale, collegate tra loro da ferri ripartitori, staffe ed armature secondarie di coordinamento. (Fig.13)



Fig. 13 - Platea di varo

Durante la fase di spinta, per permettere la traslazione del manufatto, si prolunga la platea di varo fino al piede del terrapieno mediante una soletta di ripresa in calcestruzzo non armato.

1.4.2 FASE DI SPINTA E TRASLAZIONE DEL MONOLITE

La fase di spinta e di conseguente traslazione dello scatolare avviene mediante l'uso di martinetti oleodinamici, i quali sono posizionati lungo lo spessore della soletta di fondazione del monolite, in numero tale da fornire una spinta minima pari a quella massima necessaria per l'infissione dello scatolare.



Fig. 14 - Martinetti idraulici

Durante la traslazione dello scatolare sono eseguiti lo scavo e lo smarino del terreno che si viene a trovare all'interno della parte anteriore del monolite.

Si crea così un vero e proprio fronte di scavo, di dimensioni pari alla sezione esterna del monolite che separa il volume di terreno che ancora si trova sotto la sovrastruttura da quello vuoto, occupato dal monolite.

Tipicamente il fronte di scavo assume un'inclinazione di ca. 45° rispetto al piano di scorrimento, per questa ragione gli scatolari destinati ad essere spinti presentano sulla faccia anteriore una protuberanza, nota come rostro

d'infissione, che rispetta tale inclinazione. Il rostro termina in genere con corte lamiere (dette "di guida") ancorate al getto.



Fig. 15 - Platea di contrasto

Viene realizzato un muro di contrasto nel lato platea opposto a quello a tergo del rilevato stradale o ferroviario (Fig. 15), in calcestruzzo armato, e lungo la sua estensione sono posti, circa ogni 1 ÷ 1.5 m, i martinetti collegati in serie in grado da spingere lo scatolare lungo lo spessore della soletta di fondazione. Ad ogni fine corsa del pistone, i martinetti vengono fatti rientrare per andare poi a spessorare con profilati in acciaio lo spazio in avanzamento.

Mano a mano che il monolite avanza, dato che i martinetti hanno una corsa ridotta (i più comuni hanno una corsa di 40 cm), è necessario ogni 4 o 5 m di spinta gettare una seconda platea non armata sulla prima che faccia da contrasto alla spinta e la scarichi sul muro.

In corrispondenza della ripresa del getto questa seconda platea viene armata con una trave in spessore che assicura l'ancoraggio e la diffusione del carico in fase di spinta.

Ad infissione avanzata occorre creare una via d'accesso agli autocarri per il prelievo del terreno di scavo all'interno del monolite. Tra una fase di spinta e la successiva infatti un escavatore provvede ad asportare il terreno mentre gli autocarri entrano per caricare il materiale e trasportarlo a discarica.

1.4.2.1 Lo scavo

Lo scavo del fronte nei sottovia a spinta è un'operazione delicata da eseguire con minuzia. La protezione dai franamenti offerta dal rostro è infatti comunque limitata dal fatto che le pareti non possono essere infisse nel terreno oltre un certo limite.

Il volume che esse occupano innesca infatti una compressione nel terreno, che provoca un aumento della forza necessaria alla traslazione, fino a renderla impossibile. Si impone quindi che le operazioni di scavo e di spinta siano coordinate con molta attenzione.

E' importante sapere che il tipo di terreno condiziona la forma del fronte di scavo.

Con terreni ghiaiosi e sciolti infatti il fronte deve essere costantemente contenuto entro le pareti del rostro, mentre con terreni argillosi e coesi è invece possibile scavare in "preavanzamento", ovvero portare il fronte, che risulta quasi verticale, oltre la zona di protezione del rostro stesso.

La seconda modalità descritta è certamente la più auspicabile, visto che consente di mettere in ombra le operazioni di inserimento degli spessori di avanzamento, connesse alla spinta, che possono essere svolte contemporaneamente allo scavo migliorando così la velocità di esecuzione dei lavori.

Inoltre, è bene porre attenzione alla presenza nel terreno di trovanti, ossia corpi estranei o massi nel terreno., i quali possono avere dimensioni relativamente grandi collocati in una zona centrale del fronte possono essere rimossi, eventualmente dopo essere stati parzialmente demoliti, senza particolari conseguenze; trovanti anche piccoli ma collocati in corrispondenza di una parete del rostro provocano invece franamenti o fuori sagoma giacché la loro rimozione avviene in una parte di spazio non protetta.

1.4.2.2 Lo smarino

Il trasporto del terreno scavato dal fronte fuori dal monolite, noto come operazione di smarino, può avvenire con modalità assai diverse tra loro da caso a caso ed è corretto parlare di "sistemi" di smarino. Le variabili che condizionano le scelte progettuali sono la sezione del monolite, la sua lunghezza e il tipo di terreno. Qualora la sezione del monolite sia sufficientemente ampia da permettere al suo interno la presenza contemporanea di un autocarro e di una macchina caricatrice, generalmente una pala, lo smarino è affidato a questi due mezzi.

Per definire il numero di autocarri da utilizzare, bisogna valutare la distanza della discarica dal cantiere e il tipo di terreno interessato, che in ambito urbano o industriale deve spesso essere posto in un'area di stoccaggio nelle vicinanze del cantiere per essere analizzato prima di autorizzarne lo smaltimento.

In caso di terreni poco coesi è possibile eseguire lo scavo del fronte direttamente con la macchina caricatrice e movimentare il terreno una sola volta. Con terreni coesi invece è necessario l'uso di due macchine separate, una per lo scavo del fronte e una per lo smarino.

Tra le operazioni del ciclo di spinta, ovvero spinta - scavo - smarino, quella dello scavo è generalmente la più lenta e che perciò condiziona la velocità dell'intero processo.

1.5 IL COMPLETAMENTO DELL'OPERA

Posizionato il monolite, si procede alla demolizione con martelli pneumatici della punta tagliente e alla costruzione dei muri paraterra. Questi ultimi contengono il terreno della scarpata del rilevato una volta che lo scatolare è in opera. (Fig.17)



Fig. 17 - Esempio di opera completata: Passante autostradale di Mestre

CAPITOLO 2

LE TECNOLOGIE COSTRUTTIVE PER I SOTTOVIA A SPINTA

2.1 GLI APPARECCHI DI SOSTEGNO AI BINARI

Prima di iniziare la fase d'infissione del manufatto, nel caso di sede ferroviaria, si mette in opera una struttura isostatica finalizzata al sostegno dei binari durante la penetrazione del monolite nel terrapieno.

Questo intervento permette la conservazione dell'assetto plano-altimetrico dei binari ed evita quindi l'interruzione dell'esercizio.

Durante la fase d'infissione, infatti, il piano di posa fornito alla linea dal terrapieno viene gradualmente a mancare per l'asportazione progressiva del terreno e per il conseguente aumento delle tensioni di contatto su di esso.

Per garantire la continuità del transito dei treni esistono diverse tecniche che si differenziano tra loro per il campo di applicazione e per il diverso grado di continuità e sicurezza dell'esercizio ferroviario nel corso di tutte le fasi lavorative previste.

Fra i possibili apparecchi di sostegno ai binari ci sono:

- *I FASCI DI ROTAIE;*
- *LE TRAVI GEMELLE;*
- *IL SISTEMA "ISTRICE";*
- *IL PONTE BOLOGNA;*
- *IL PONTE ESSEN.*

2.1.1 I FASCI DI ROTAIE

Il sistema classico utilizzato per sostenere provvisoriamente il binario è costituito dal “fascio di rotaie”. Quello più utilizzato è denominato “superiore” o “fascio a sospensione” (impropriamente detto anche “fascio sospeso”). Per normali sottovia carrabili (luce netta 8÷10 metri ed altezza netta 5÷6 metri) si utilizzano fasci di rotaie di lunghezza pari a 36 m che, accoppiati ad un sistema di travi di manovra disposte ad interasse di circa 2 m, consentono una velocità di transito di circa 30 km/h. Le soggezioni all’esercizio per una linea a doppio binario possono essere riassunte come di seguito:

- n. 3 interruzioni binario pari e n. 3 interruzioni binario dispari per il montaggio dei fasci e l’infissione delle travi di manovra;
- n. 2 interruzioni binario pari e n. 2 interruzioni binario dispari per lo smontaggio dei fasci;
- 7 giorni di spinta del monolite;
- rallentamento a 30 km/h per una durata di 24 giorni.

Risulta evidente che tale sistema comporta notevoli soggezioni all’esercizio, pertanto ne sono stati messi a punto altri tesi ad aumentare la velocità del transito dei treni ed a ridurre la durata del periodo di rallentamento. (Fig. 18)



Fig. 18 - Sistema a Fasci di rotaie

2.1.2 LE TRAVI GEMELLE

Un ulteriore metodo di sostegno dei binari è dato dall'utilizzo di travi laminate accoppiate (travi gemelle), già largamente impiegate per l'esecuzione di scavi di tombini.

Con travi di lunghezza di 19.60 m sono stati varati monoliti aventi luce netta variabile da 8 a 10 metri (luce esterna 10÷12 m) ed altezza netta di 5÷6 metri (altezza dal piano di rotolamento al fondo scavo 8÷9 m). Con la riduzione della portata teorica, l'adozione di particolari accorgimenti sui ritegni trasversali appoggio/trave e con un continuo controllo dell'assetto dei binari, sono stati istituiti rallentamenti a 50 km/h per tutto il periodo di permanenza del ponte provvisorio. Tale sistema per la posa in opera e per lo smontaggio, utilizzando appoggi metallici prefabbricati, richiede complessivamente due interruzioni per binario di 4/5 ore (una per il montaggio e una per lo smontaggio).

Le fasi di lavoro per la costruzione di un ponte provvisorio, eseguito in regime di interruzione di binario, possono così riassumersi:

- taglio ed asportazione (eseguito con gru ferroviaria) della campata di binario della lunghezza di circa 20 m;
- scavo del cassero per l'alloggiamento del ponte provvisorio della profondità di circa 1 metro per tutta la lunghezza della trave;
- varo delle due coppie di travi eseguito con la gru ferroviaria;
- accoppiamento delle travi.

Uno dei vantaggi di tale sistema è costituito dall'indipendenza del sostegno dalla struttura che viene spinta sotto i binari; pertanto, non dovendo provvedere alla continua regolazione del binario, si riducono i tempi necessari alla spinta e di conseguenza anche il periodo di rallentamento. Allo stesso tempo si ottiene un notevole miglioramento delle condizioni di sicurezza dei lavoratori (personale FS e delle ditte appaltatrici). Il periodo di tempo in cui si hanno soggezioni all'esercizio ferroviario (ma con velocità di transito in genere di 50 km/h) può essere ridotto anche di 1/3 rispetto al metodo classico dei fasci di binari. (Fig. 19)



Fig. 19 - Sistema Travi Gemelle

2.1.3 IL SISTEMA ISTRICE

Le tecniche tradizionali per il sostegno provvisorio del binario (Travi Gemelle e Fasci di rotaie, precedentemente illustrate) non risultano più idonee a soddisfare le pressanti esigenze del mercato anche per ragioni di approvvigionamento e di difficoltà operative/organizzative.

Pertanto già da diversi anni sono sviluppati metodologie in grado di risolvere i limiti delle tecniche tradizionali.

In ambito ferroviario uno dei nuovi sistemi è quello “ISTRICE”: tale tecnologia consente l’infissione di monoliti in c.a. al di sotto della sede ferroviaria in esercizio senza l’ausilio di sostegno provvisorio, evitando la demolizione della sovrastruttura ferroviaria e con limitazione delle velocità nella sola fase di infissione. L’elemento fondamentale di tale sistema è uno speciale rostro dotato di quattro taglienti che, infiggendosi nel rilevato ferroviario, provocano la disgregazione del terreno. (Fig. 20)



Fig. 20 – Rostro metallico utilizzato nel sistema “Istrice”

2.1.4 IL PONTE BOLOGNA

Un'altra nuova tecnologia utilizzata è, appunto, il “Ponte BOLOGNA”.

Tale sistema consiste in un ponte provvisorio innovativo, che superava i limiti

imposti dall'utilizzo delle tecniche tradizionali in merito alla regolarità e sicurezza del traffico ferroviario.

A seconda della tipologia utilizzata il ponte è composto o da un impalcato formato da una trave a cassone ad ingombro ridotto, come nel caso del “Ponte Bologna 17” (Fig. 21), oppure da un impalcato formato da tre travi affiancate: la trave centrale a cassone e due travi laterali a cassoncino, come nel caso del “Ponte Bologna 25” (Fig. 22).

Le principali caratteristiche migliorative sono:

- Velocità di percorrenza fino a 80 km/h;
- Ottimizzazione dei tempi di posa in opera;
- Contenimento dell'altezza p.f. / sottotrave limitata a 850 mm (Fig. 23).



Fig. 21 – “Ponte Bologna 17”



Fig. 22 – “Ponte Bologna 25”

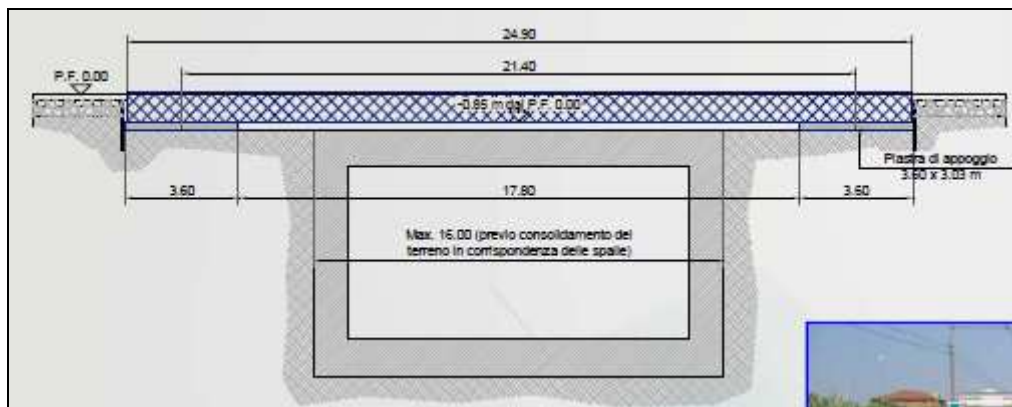


Fig. 23 – Sezione generica “Ponte Bologna”

2.1.5 IL PONTE ESSEN

La tecnologia Essen consiste in diversi sistemi integrati per il sostegno provvisorio del binario che utilizzano nelle varie configurazioni d'impiego un elemento strutturale fondamentale denominato “ponte Essen”. (Fig. 24)



Fig. 24 - “Ponte Essen”

Detti sistemi integrati consentono di ridurre al minimo gli impedimenti all'esercizio ferroviario durante le varie fasi lavorative, migliorando notevolmente il livello di esercizio delle tratte interessate dagli interventi.

La tecnologia Essen trova le sue prime applicazioni in Italia a seguito della nota ISC 234005893 del 14/06/95, con la quale le Ferrovie dello Stato ne convalidano l'impiego sul territorio nazionale.

Le prestazioni del “ponte Essen” sono:

- velocità di transito dei convogli ferroviari pari a 80 Km/h;
- mantenimento dell'esercizio ferroviario in ogni fase lavorativa;
- garanzia di elevati standard di qualità, stabilità e sicurezza del binario nel rispetto delle nuove direttive italiane ed europee (Eurocodice 1, parte 3);
- schema strutturale definito, staticamente certo e determinato, e possibilità in ogni configurazione d'impiego di un'accurata

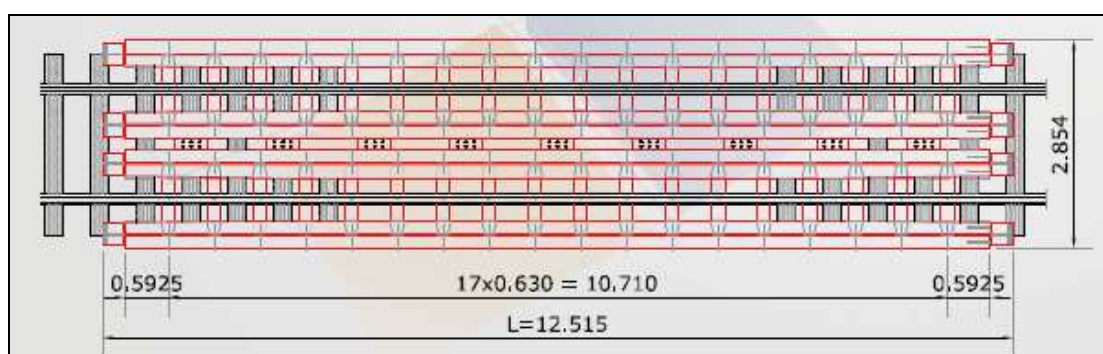
modellazione strutturale che permette una valutazione significativa dello stato tensionale e deformativo delle varie membrature;

- inserimento in qualunque condizione plano-altimetrica del binario senza la necessità di dover apportare modifiche alla geometria dello stesso o cambiare le traverse esistenti, sia che siano in c.a.p. o in legno;
- possibilità di ridurre i franchi minimi tra il piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore del manufatto (80-90 cm) con conseguenti benefici alla sede ferrata in termini di ripristino della massicciata e rassodamento della stessa;
- rapidità di montaggio.

Il “ponte Essen” consiste fundamentalmente in due strutture di sostegno simmetriche, ciascuna formata da quattro travi portanti in acciaio, aventi sezione non standard a doppio T, di altezza pari a 20 cm e lunghezza di circa 12 m, che, riunite a coppie, sostengono la singola rotaia per mezzo di un complesso di dispositivi, denominati selle, poste trasversalmente alla rotaia stessa tra una traversa e l'altra.

Il collegamento delle selle alle coppie di travi avviene attraverso spinotti calibrati, inseriti nei corrispondenti fori passanti previsti nelle alette delle selle e nell'anima delle travi longitudinali, mantenuti in posizione da ganasce fissate per mezzo di bulloni di serraggio.

L'unione tra rotaia e sella è assicurata con l'impiego dei tradizionali dispositivi di fissaggio (piastre UNI 50/60 e relativo materiale di armamento) utilizzando appositi fori a forma di asola presenti sul piano di appoggio della sella, che consentono l'inserimento del “ponte Essen” anche in presenza di tratti di binario in curva. (Fig. 25)



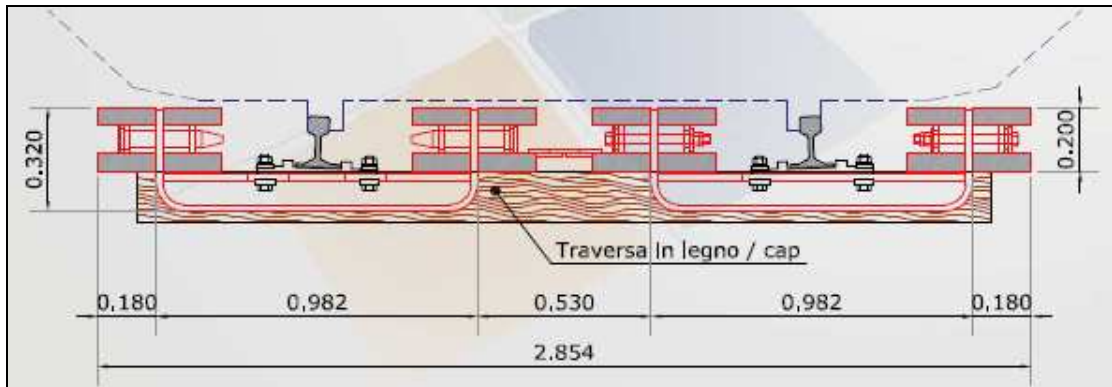


Fig. 25 - Dispositivi di fissaggio del “Ponte Essen”: Pianta e sezione

L’isolamento elettrico del circuito di binario è ottenuto mediante l’interposizione di apposita tavoletta isolante in bachelite tra rotaia e piastra. Trasversalmente le due strutture simmetriche di sostegno sono collegate da appositi piastroni bullonati presenti sulle coppie di travi interne. L’ingombro verticale di tutta la struttura Essen è contenuto in soli 32 cm, tra il piano del ferro ed il piano di appoggio delle traverse. (Fig. 26).



Fig. 26 - Posa in opera del “ponte Essen”

La struttura è tale da rispettare i limiti di sagoma bassa dei convogli in qualsiasi geometria di binario.

Il montaggio del “ponte Essen” avviene regolarmente in presenza dell’esercizio e utilizzando interruzioni programmate di orario (IPO) nell’ambito dei normali intervalli di orario di circolazione. La velocità di rallentamento dei treni è pari a 80 km/h. Normalmente occorrono circa tre ore di lavoro complessive per il montaggio della struttura.

Sul “ponte Essen” sono stati condotti studi, ricerche e verifiche sperimentali nelle sue diverse applicazioni, conseguendo specifica certificazione tecnica da parte delle ferrovie italiane. (Fig. 27)

Il “ponte Essen” nella sua configurazione isostatica di struttura semplicemente appoggiata, denominata “*Ponte Essen Standard*”, è stato sottoposto a verifica sperimentale da parte dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Catania, previo il visto dell'ex Ufficio Potenziamento e Sviluppo del Compartimento di Palermo, per verificarne il comportamento statico-deformativo sotto carichi statici equivalenti a quelli effettivamente agenti sulla struttura in esercizio. (Fig. 28)

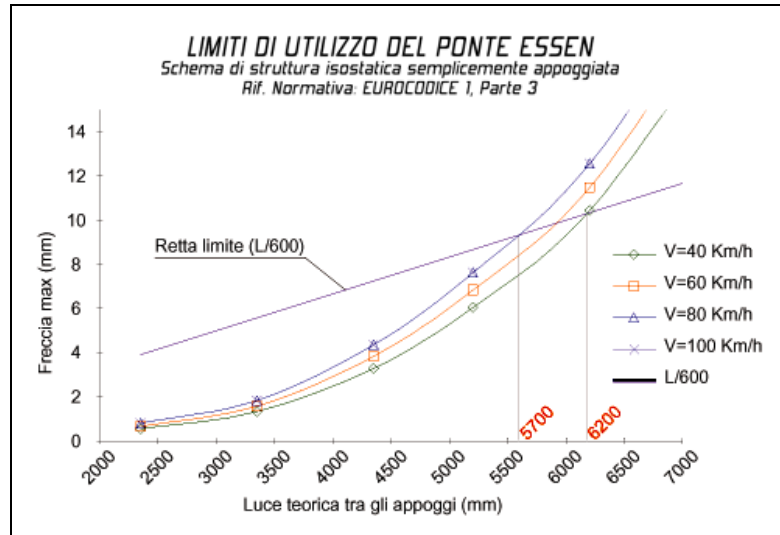


Fig. 27 - Limiti di utilizzo del ponte “Essen Standard”

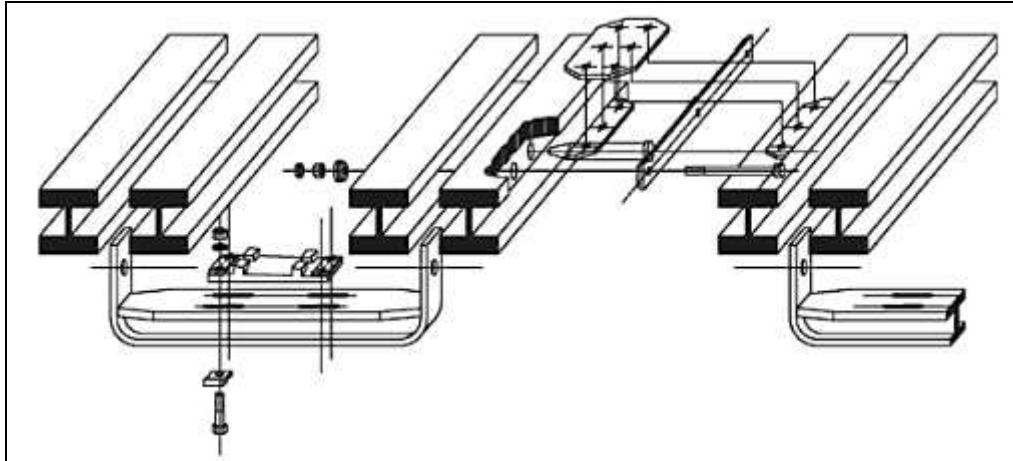


Fig. 28 - Schema costruttivo del Sistema Essen

Il collaudo ha evidenziato il comportamento perfettamente elastico della struttura e l'analisi teorica condotta, supportata da verifica sperimentale, ha permesso di stabilire la velocità di transito dei convogli in funzione della luce teorica fra gli appoggi. In queste condizioni d'impiego la tecnologia Essen garantisce il mantenimento degli standard di sicurezza e comfort previsti dalla recente normativa, in special modo dall'Eurocodice 1, parte 3.

La particolare stabilità e rigidità del "ponte Essen" ne consentono l'utilizzo come struttura isostatica semplicemente appoggiata con luce libera fino a 6,2 m, garantendo il transito dei treni con velocità di 80-100 Km/h per luce fino a 5,6 m.

Per luci maggiori è necessario l'uso di più ponti e delle travi di manovra, nel qual caso si parla di "Sistema Essen".

L'installazione di tale sistema prevede come prima operazione l'infissione nel corpo del rilevato ferroviario di pali in legno, in regime di IPO. Detti pali, normalmente lunghi 5 metri e di diametro 300 mm, vengono battuti in punti singolari lungo ciascuna trave di manovra allo scopo di costituire degli appoggi verticali; l'infissione può essere evitata solo per quei terreni che presentano valori di stabilità e portanza elevati (valori propri o ottenuti da interventi di consolidamento).

La presenza dei pali in legno determina per le travi di manovra uno schema statico di trave continua su "n" appoggi cedevoli elasticamente; la costante elastica è in genere rapportata all'abbassamento in funzione di un assegnato numero di colpi della massa battente. In tali condizioni di impiego le travi di

manovra possono estendersi teoricamente indefinitamente nella direzione trasversale senza necessitare di altre opere di fondazione all'estremità.

I pali sono battuti per tutta la lunghezza prefissata o sino a rifiuto secondo il seguente schema: procedendo nella direzione di avanzamento del monolite si infigge il primo palo, 60 cm prima del primo binario da sottopassare, il secondo 60 cm dopo e così via, fino all'infissione finale a 2,30 m dall'ultimo binario.

Inoltre i pali in legno costituiscono un elemento di consolidamento dello scavo del fronte di avanzamento, riducendone per costipamento gli eventuali fenomeni di instabilità locale sempre pericolosi per le sovrastanti strutture di sostegno.

Successivamente vengono montati i ponti in serie su ciascun binario da sostenere; il numero impiegato dipende dalla larghezza dell'attraversamento e dalla direzione di spinta rispetto ai binari.

L'utilizzo del "ponte Essen" nella configurazione strutturale di sistema di ponti e travi portanti trasversali (travi di manovra), denominata "sistema Essen", riguarda tutte quelle applicazioni che richiedono medie e grandi luci di lavoro, quali l'esecuzione di medi e grandi sottopassi da realizzarsi prefabbricati fuori opera e successivamente posti in esercizio mediante la tecnica dell'infissione oleodinamica di strutture scatolari in c.a.

A seguito dei positivi risultati conseguiti nel corso del monitoraggio effettuato per la realizzazione di due sottovia carrabili di grandi dimensioni, l'ex Area Ingegneria e Costruzioni, Divisione Specialistica Civile ed Armamento delle F.S. S.p.A., con nota ISC 234005893 del 14/06/95, ha convalidato l'utilizzo del sistema Essen per il sostegno del binario con velocità di 80 Km/h durante le lavorazioni di infissione oleodinamica di manufatti prefabbricati in c.a.

Il "sistema Essen", strutturalmente certo nelle varie configurazioni statiche e dinamiche, permette quindi, di fare transitare i convogli ferroviari ad elevate velocità durante la fase di infissione ottenendo un notevole abbattimento dei costi per il rallentamento dei treni e riducendo gli imprevisti insiti nell'impiego di altri sistemi strutturalmente mal definiti.

2.1.5.1 Ponte Essen standard per manufatti a spinta

Di rilevante interesse per la rapidità e semplicità operativa è l'applicazione del “ponte Essen standard” nel caso d'infissione oleodinamica di piccoli manufatti scatolari quali i sottopassi pedonali. Tipico è il caso dei sottopassi di stazione a nuovo o come prolungamento degli esistenti.

In detta applicazione il ponte trova appoggio, a tergo delle spalle del manufatto, su due travi di appoggio in acciaio del tipo HEB 400 fondate su appositi baggioli di appoggio in cls, opportunamente fondati nel terreno e realizzati in opera dopo avere montato il ponte.

Qualora le caratteristiche meccaniche del terreno lo richiedano, le travi di appoggio del ponte sono realizzate su pali in legno ϕ 300 mm della lunghezza di 5,0 m, preliminarmente infissi in numero di due/tre per appoggio.

Il piano di posa dei baggioli in calcestruzzo che sostiene le travi di appoggio è progettato ad una quota sensibilmente inferiore rispetto all'estradosso della soletta del monolite. Gli appoggi, quindi, non sono interessati dagli smottamenti del terreno posto al di sopra della quota di estradosso cui viene a mancare l'azione di confinamento laterale esercitata dalle pareti del monolite in avanzamento.

L'assenza di travi portanti trasversali (travi di manovra), previste nell'applicazione “sistema Essen” per luci di lavoro maggiori, annulla l'interazione tra il ponte, il binario, ed il manufatto in avanzamento, determinando la possibilità di innalzare la quota della soletta superiore dello scatolare (in teoria fin sotto il piano delle traverse) in funzione delle esigenze progettuali.

I tempi d'esecuzione delle lavorazioni risultano estremamente ridotti, normalmente per linee a doppio binario sono previsti complessivi 8-9 giorni, di cui i primi 6 ÷ 7 con velocità di rallentamento di 80 Km/h per il montaggio del sistema e l'infissione del monolite, i successivi 2 con velocità di rallentamento di 50 Km/h per lo smontaggio del sistema, sino a completo ripristino della velocità di tracciato.

2.1.5.2 Sistema Essen standard per manufatti a spinta di medie e grandi dimensioni

L'applicazione del “ponte Essen” nella configurazione strutturale di sistema di ponti disposti in serie su ciascun binario da sostenere e travi portanti trasversali (travi di manovra) è denominata “sistema Essen”.

Trova impiego in tutti quegli interventi che prevedono l'esecuzione di medi e grandi sottopassi da realizzarsi prefabbricati fuori opera e successivamente posti in esercizio mediante la tecnica dell'infissione oleodinamica di strutture scatolari in c.a.

I “ponti Essen” appoggiano nella parte interessata dallo scavo in avanzamento sulle travi di manovra - tipo HEB 400 e lunghezza variabile in funzione della piattaforma ferroviaria - disposte sempre ortogonali ai binari ad un interasse in genere non superiore a 2,52 m.

Esternamente allo scavo i “ponti Essen” trovano appoggio sul rilevato attraverso le esistenti traverse.

Prima delle lavorazioni sul binario, allo scopo di vincolare verticalmente le travi di manovra, vengono infissi nel corpo del rilevato ferroviario pali in legno ϕ 300 mm della lunghezza di 5,0 m. Detti pali sono disposti in punti singoli sotto ciascuna trave di manovra generalmente a distanza di circa 1,30 m dall'asse di ciascun binario e a distanza di circa 3,60 m dall'asse del binario lato d'uscita del monolite.

Le travi di manovra sono inoltre vincolate nel piano orizzontale attraverso delle travi di controvento (vincolo), di tipo HEB 1000, o se necessario reticolari, disposte alle due estremità delle travi di manovra ed ortogonali alle stesse; le travi di vincolo, caratterizzate da elevata rigidità flessionale nel piano orizzontale, trovano contrasto esterno per mezzo di pali in legno ϕ 300 mm, lunghi 7,0 m infissi nel terreno in corrispondenza di precisi punti di vincolo.

I pali sono battuti per tutta la lunghezza prefissata o sino a rifiuto.

Tra la piastra/rotaia e la trave di manovra viene eseguito un completo spessoramento in legno, opportunamente fissato alla trave di manovra tramite angolari ed alla piastra/rotaia tramite incavigliatura di questa. Agendo sulle

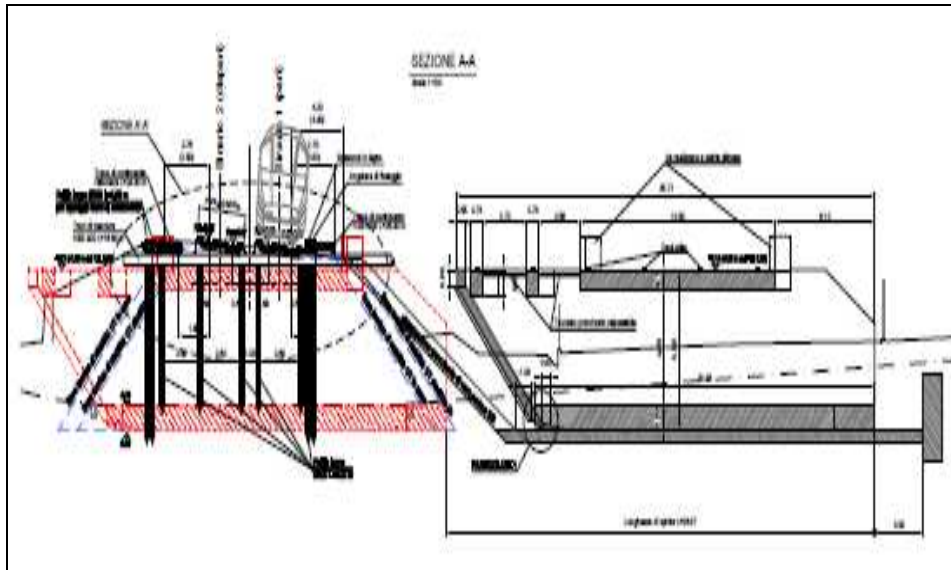


Fig. 30 – Sezione del Sistema Essen

Il sistema così costituito (“ponti Essen”, travi di manovra e travi di vincolo) si presenta come un reticolo di travi opportunamente vincolato nello spazio, di elevata rigidezza strutturale e staticamente determinato nelle diverse configurazioni di vincolo.

Durante le fasi di spinta del monolite, a seguito dello scavo in avanzamento, i pali in legno vengono via via tolti d'opera: le travi di manovra quindi trovano appoggio e scorrono su delle “travi slitta” parallelamente ai binari sulle controtravi di manovra e sulla soletta del monolite. (Fig. 31).

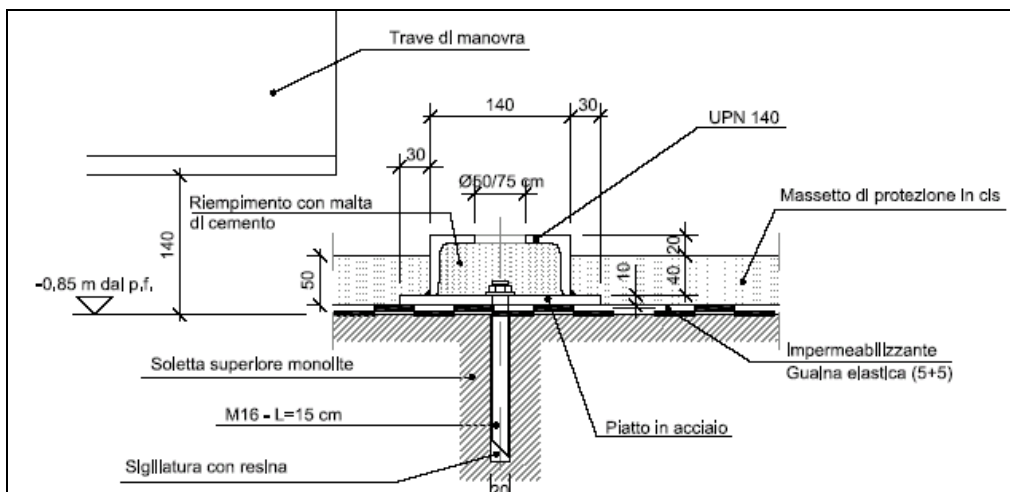


Fig. 31 - Particolare “travi slitta”

Opportuni dispositivi interposti tra le travi di manovra e le travi slitta consentono, attraverso l'inserimento di cunei e piatti in acciaio, di compensare gli inevitabili spostamenti verticali rispetto la direzione di progetto del monolite durante la traslazione. Detti dispositivi sono liberi di scorrere sulle travi slitta qualora la direzione di spinta non risultasse ortogonale all'asse dei binari.

(Fig. 32).

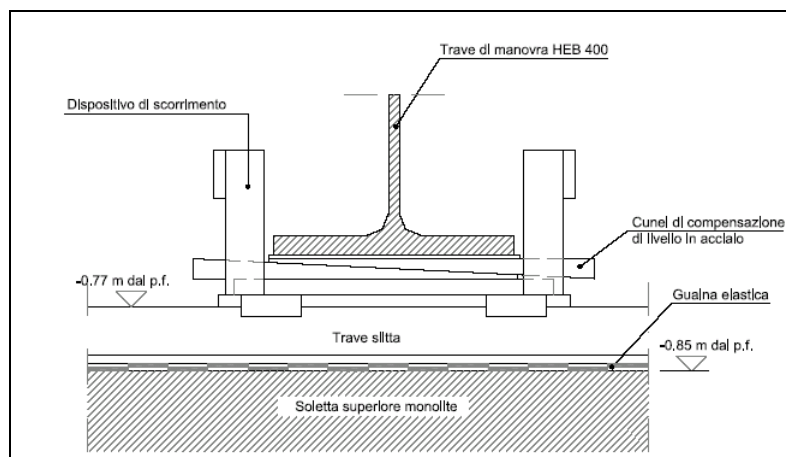


Fig. 32 - Particolare dispositivo di scorrimento

L'elevata velocità di transito dei treni consentita dal "Sistema Essen" comporta necessariamente una metodologia e tecnologia di spinta, intesa come l'insieme di tutte quelle fasi e lavorazioni che rendono possibile l'infissione oleodinamica del monolite, idonea a garantire il rispetto delle tolleranze plano-altimetriche prescritte contrattualmente per gli scostamenti del monolite durante dette operazioni e precisamente ammettendo, rispetto alle ipotesi di progetto, in senso altimetrico in ogni punto del monolite una variazione di quota non superiore al 2‰ della lunghezza della corsa di spinta misurata ed in senso planimetrico una deviazione orizzontale non superiore al 1‰ della lunghezza della corsa di spinta misurata.

A causa delle basse tolleranze consentite, il "Sistema Essen" presuppone un continuo controllo della posizione del monolite durante le fasi d'infissione, da ottenersi attraverso un preciso sistema di rilevamento topografico in grado di rappresentare la direzione di avanzamento e la posizione verticale del manufatto.

Dalla tempestiva ed appropriata acquisizione ed elaborazione dei dati durante la spinta dipende la possibilità di regolare con successo la posizione del monolite e quindi di rispettare le tolleranze imposte. Detta regolazione si ottiene facilmente agendo opportunamente sullo scavo al fronte e sui dispositivi oleodinamici d'infissione.

Le prestazioni specifiche del “Sistema Essen” sono:

- velocità di transito dei convogli ferroviari pari a 80 Km/h per qualsiasi larghezza di attraversamento;
- nessun limite teorico al numero e alle caratteristiche dei binari da sostenere;
- ingombro minimo sotto il piano del ferro (80 cm);
- inserimento in qualsiasi geometria di binario, anche in presenza di scambi;
- controllo e regolazione della geometria del binario durante le lavorazioni grazie alla possibilità di regolare il sistema durante la spinta attraverso specifici dispositivi di compensazione posti sulla soletta del monolite al fine di assicurare valori di frecce e sghembi compatibili con le prestazioni specificate.

2.1.5.3 Il “ponte Essen” in presenza di scambi

In presenza di scambi, non essendo possibile inserire il “ponte Essen”, si prevede la progettazione e la costruzione di specifiche strutture in funzione delle caratteristiche del deviatoio e della posizione di questo rispetto all'attraversamento.

In dette condizioni è fondamentale eseguire prima di qualunque attività un rilievo topografico di estremo dettaglio di tutto l'armamento ferroviario interessato e dei meccanismi di manovra; in particolare sono rilevate le rotaie (telaio degli aghi, cuore, rotaie intermedie, controrotaie, posizioni fisse e mobili), le traverse (posizione ed ingombri), la cassa di manovra elettrica e relativi tiranti. Il rilievo effettuato (strumentale e di misura manuale) viene poi verificato più volte al procedere del progetto.

Ciascuna struttura di deviatoio è concettualmente costituita da travi trasversali (traverse HEM 140/160) e longitudinali (longherine HEM 160/180) mutuamente vincolate da unioni bullonate (M14-16, classe 10.9). La posizione ed il numero di dette membrature è determinato dalla specifica geometria dello scambio.

Il reticolo strutturale che ne deriva è calcolato mediante analisi ad elementi finiti nel rispetto degli effettivi collegamenti tra le varie membrature, per verificarne il comportamento statico - deformativo.

A differenza del “ponte Essen”, la struttura per deviatoio è concepita per lavorare su portate non superiori a circa tre metri; essa trova quindi utilizzo nell'esecuzione d'interventi di medie e grandi dimensioni laddove è previsto l'utilizzo delle travi di manovra.(Fig. 33)



Fig. 33 – Ponte Essen in presenza di Deviatoi

2.1.5.4 Il “ponte Essen” in presenza di manufatti esistenti

Il “sistema Essen” consente in generale l'esecuzione di attraversamenti ferroviari anche in presenza di manufatti esistenti che interferiscono con la nuova opera. E' il caso frequente dell' aumento di sezione utile di un sottopasso.

dove è fondamentale la precisa conoscenza della geometria e della struttura del manufatto esistente, delle caratteristiche geotecniche del terreno a tergo dell'opera e dell'area interessata dall'attraversamento.

Il progetto dovrà prevedere con estrema attenzione ogni fase del lavoro, con particolare riguardo alla demolizione dell'opera esistente durante l'avanzamento del monolite ed i possibili smottamenti del terreno a tergo, per il quale spesso è necessario effettuare un preconsolidamento. (Fig. 34)



Fig. 34 – Ponte Essen in presenza di manufatti esistenti

2.2 LA TECNOLOGIA DELLA “PIATTAFORMA AUTOCENTRANTE” PER SOTTOVIA AUTOSTRADALI

La tecnologia della piattaforma autocentrante è stata messa a punto per la realizzazione di sottopassi per sedi autostradali al fine di minimizzare i disagi al traffico durante l'esecuzione dei lavori.

Un lungo studio sperimentale ha permesso la messa a punto di un metodo operativo che consente di mantenere attivi i flussi di traffico autostradali durante la realizzazione di un sottopasso con una struttura monolitica ad estradosso rasente l'intradosso della sovrastruttura autostradale.

Il metodo operativo consente infatti nell'interrompere il traffico su una sola carreggiata per volta e per la durata di sessanta o novanta ore (a seconda che si tratti di carreggiata a due oppure a tre corsie).

Le fasi operative sono le seguenti (Fig. 35):

- viene sospeso il traffico sulla carreggiata n. 1 ed il manufatto viene varato fino allo spartitraffico demolendo pavimentazione e corpo stradale;
- viene ricostituita in modo definitivo la sovrastruttura della carreggiata n.1 sull'estradosso del manufatto interponendo una lamiera di acciaio tra le due strutture. Sulla stessa carreggiata viene riaperto il traffico che così scorrerà sopra il manufatto in varo;
- viene sospeso il traffico sulla carreggiata n. 2 ed il manufatto viene varato dallo spartitraffico sino al suo posizionamento finale;
- viene ripristinata sull'estradosso del manufatto la sovrastruttura finale della carreggiata n.2.

La completa stabilità della nuova pavimentazione sulla carreggiata n.1 durante la successiva fase di varo del manufatto in corrispondenza della carreggiata n. 2 è garantita da diversi accorgimenti:

- un ancoraggio elastico oleodinamicamente controllato della lamiera interposta tra sovrastruttura e manufatto del sottopasso;
- particolari allestimenti in corrispondenza delle linee di giunto tra la pavimentazione sulla proiezione del manufatto in varo e

quella sulle zone laterali adiacenti sopra il vecchio corpo stradale non demolito per il varo.

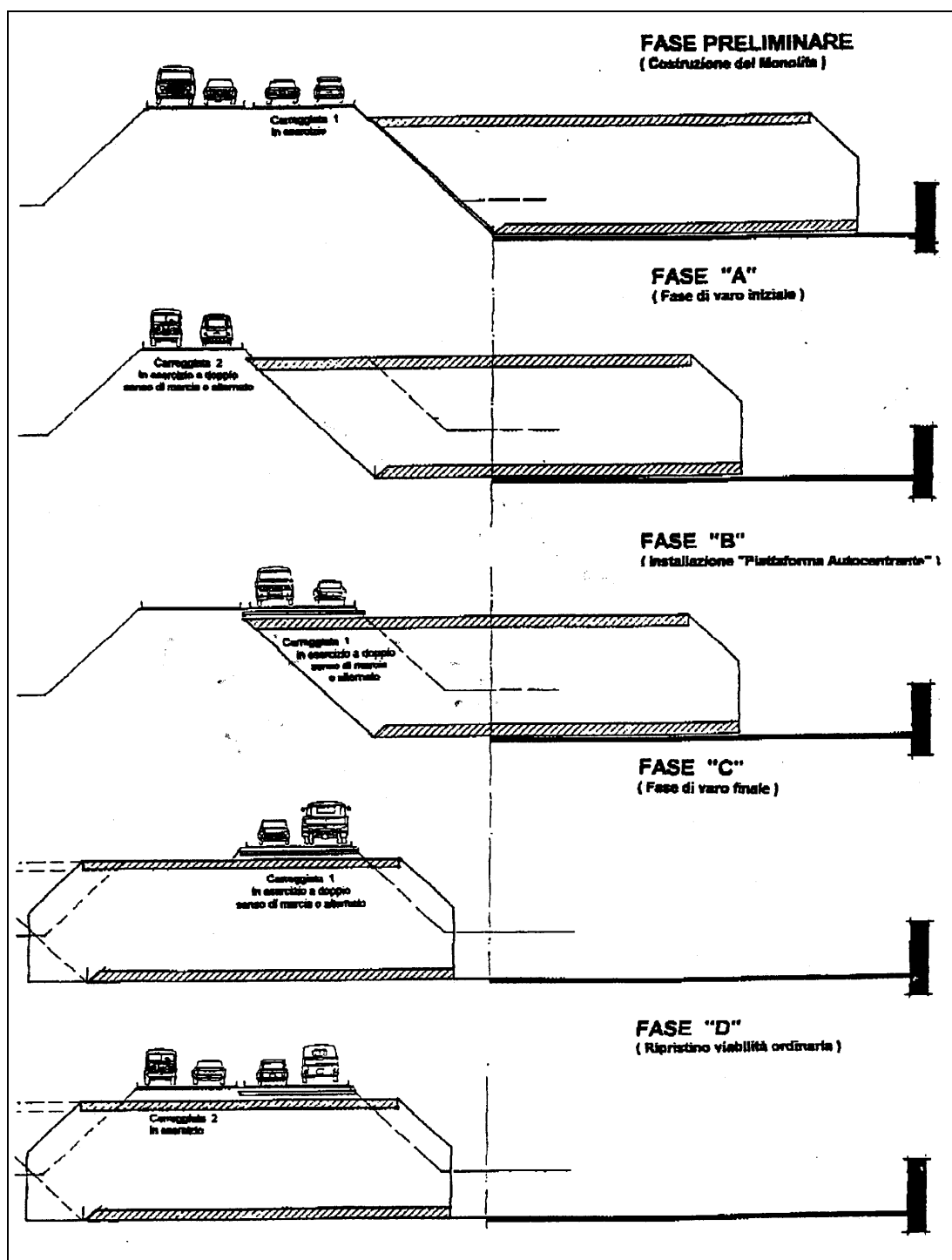


Fig. 35 - Tecnologia della "Piattaforma autocentrante"

CAPITOLO 3:

PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA COSTRUZIONE DEI SOTTOVIA SCATOLARI A SPINTA

3.1 PRESENZA DI FALDA ACQUIFERA

La costruzione di sottovia scatolari richiede particolare attenzione in fase sia progettuale sia esecutiva quando ci si trova in presenza di falda acquifera, statica o in pressione, interferente con l'opera da realizzare.

L'abbattimento della falda, ovvero il contenimento dell'acqua di infiltrazione, costituisce, pertanto, la tematica più rilevante, in particolare, per quel che concerne le opere provvisorie e la connessa tecnica realizzativa.

Solo un accurato monitoraggio della situazione idrogeologica dei terreni interessati può permettere una realistica previsione delle condizioni in cui si andrà ad operare, consentendo quindi sia un pronunciamento definitivo sulla fattibilità dell'opera che una sua valutazione tecnico-economica.

Infatti, spesso, è necessario integrare la tradizionale tecnica costruttiva con un complesso di opere di presidio atte a contenere completamente l'acqua di falda non solo a struttura ultimata ma anche in tutte le fasi di scavo aperto, di costruzione e di varo degli scatolari.

Dalle indagini geognostiche e dalle prove di emungimento si possono dedurre diverse informazioni circa lo stato del terreno su cui si andrà ad operare e perciò si può definire un metodo di approccio nella definizione delle opere provvisorie.

Ad esempio, in presenza di un terreno di matrice limosa vengono scartati sistemi di drenaggio forzato tipo *well-point* per l'abbassamento locale della quota di falda, anche se con maglia opportunamente infittita. Ciò non tanto per le potenze da installare ed i conseguenti oneri indotti ma piuttosto perché l'aspirazione delle pompe non garantirebbe l'efficacia del funzionamento, per il manifestarsi di intasamenti dell'impianto ed il conseguente abbattimento delle portate utili di estrazione.

Allo stesso modo viene scartata anche l'ipotesi di contenimento dello scavo con palancole ed il prosciugamento con pompaggio da pozzi, poiché, pur ipotizzando di ubicare opportunamente tali pozzi all'esterno del perimetro interessato, non si

ritiene di poter fronteggiare la venuta d'acqua residua per filtrazione sotto le palancole per gli eccessivi margini di incertezza in gioco.

Pertanto la soluzione più ragionevole è il ricorso a diaframmi longitudinali in cemento armato per il contenimento laterale delle rampe di accesso ai futuri sottopassi.

Tali diaframmi sostengono lateralmente gli scavi di sbancamento e proteggono la falda in fase provvisoria e, ad opera eseguita, vengono utilizzati come muri d'ala delle rampe d'accesso.

Il contenimento laterale garantito da diaframmi perimetrali alle future rampe, non può, però, ammettere soluzioni di continuità in corrispondenza della sede ferroviaria. Durante le fasi di traslazione del monolite, infatti, lo scavo frontale per l'avanzamento in presenza d'acqua avrebbe comportato un detensionamento del terreno non controllabile in corrispondenza degli appoggi delle strutture per il sostegno provvisorio dei binari, quali travi di manovra e fasci di rotaie, con evidenti pericoli per la sicurezza dell'esercizio ferroviario.

In tal proposito viene prevista una "sutura" tra le paratie di diaframmi attestantisi da ambo i lati della sede ferroviaria, da realizzare necessariamente sotto la linea in esercizio. Tale sutura consiste in una paratia in colonne di terreno consolidato (jet-grouting), disposta in quinconce in duplice fila per ciascuna di esse, con diametro nominale previsto di 60 cm ed interasse di 90 cm.

Viene curato anche l'attestamento delle paratie di sutura in jet-grouting contro le estremità dei diaframmi precedentemente realizzati, allo scopo di contrastare eventuali infiltrazioni tra jet e diaframmi nella fascia di contatto tra essi, in presenza di possibili disomogeneità strutturali. La continuità così assicurata all'intero sottopasso, con una coppia di paratie passanti la sede ferroviaria da parte a parte, pur risolvendo il problema del contenimento laterale, non può considerarsi ancora sufficiente a garantire l'eseguibilità dell'opera.

La previsione di forti venute d'acqua, conseguenti all'apertura di ampie superfici di fondo scavo per le future rampe, anche se opportunamente gradinate a quote via via decrescenti verso le estremità delle rampe stesse, non possono consentire l'operatività del cantiere.

L'impossibilità di provvedere ad un efficace allontanamento delle acque di infiltrazione, soprattutto per quelle zone di scavo impostato in prevalenza entro matrice ghiaiosa, suggerisce il ricorso alla tecnica dei "tappi di fondo".

Si procede ad un preconsolidamento con colonne *jet-grouting*, ovvero lo strato di terreno destinato alla fondazione delle future rampe e compreso tra i diaframmi, per costituire a scavo avvenuto uno sbarramento alla risalita dal fondo dell'acqua di falda. La profondità e lo spessore del tappo vengono dimensionati in funzione della quota imposta dal progetto per le sovrastanti solette nelle varie campate delle rampe e della spinta idrostatica da contrastare sul fondo nella condizione transitoria di scoperta del tappo a scavo ultimato e prima del getto delle solette stesse.

Si, perciò, realizza una struttura in campate successive chiusa ad "U" e composta da piedritti verticali costituiti dai diaframmi collegati da un traverso di base costituito dal tappo di fondo realizzato appunto in *jet-grouting*.

Anche per tale sbarramento di fondo, come già per quello laterale di cui sopra, non si può ammettere una discontinuità nella zona interessata dai binari.

Il mancato contrasto all'acqua di falda nell'area insistente in proiezione verticale sotto la sede verticale comporterebbe incertezze sulla stabilità del sistema in fase transitoria di traslazione, tali da invalidare l'intera concezione costruttiva fin qui seguita.

Tale area, anche se di modesta entità, è impegnata dallo scavo di avanzamento del monolite fuori platea in fase di varo e quindi si colloca alla quota più bassa e nelle condizioni idrostatiche più gravose.

Pur ipotizzando di riuscire ad emungere l'acqua in fase di varo ed avendo altresì scongiurato dissesti nei soprastanti binari con la collocazione dei relativi appoggi provvisori oltre le paratie di sutura già eseguite, la rinuncia al tappo di fondo non può ritenersi possibile.

Si deve procedere, come per la fascia di rampe tra i diaframmi, ad un trattamento del terreno sotto i binari a partire dalla quota di spiccato della soletta di varo per tutta l'area interessata dalla traslazione, fino al congiungimento con il tappo già realizzato dal lato opposto.

Così facendo si perviene, anche per i tappi di fondo, ad una completa sutura senza soluzione di continuità da parte a parte delle future rampe.

Si realizza, perciò, una struttura a guscio completamente stagna, su cui poter impostare la successiva costruzione del sottovia in modo tradizionale.

Nel dimensionamento teorico delle strutture da appoggiare sui tappi (solette di base e monolite) si tiene, comunque, conto della spinta idrostatica.

In armonia con la concezione di opera provvisoria assegnata ai tappi di fondo, la tenuta degli stessi non può infatti essere garantita nel tempo e quindi non è da escludersi una risalita dell'acqua per filtrazione.

3.1.1. OPERATIVITA' IN CANTIERE

La sequenza operativa prevede la formazione dei diaframmi, delle paratie di sutura e dei tappi di fondo, in precedenza agli scavi per le rampe ed il pozzo di varo dello scatolare.

Nella realizzazione dei diaframmi tirantati non s'incontrano difficoltà di rilievo né si mettono in atto particolari accorgimenti, salvo riscontrare dispersioni variabili di fango bentonitico in corrispondenza alle diverse matrici di terreno attraversate nello scavo dei diaframmi medesimi. La tirantatura degli stessi, eseguita progressivamente con lo scavo alle quote previste, evita il ricorso a puntoni di testata dei diaframmi che ostacolerebbero gravemente lo sbancamento successivo.

Lo sviluppo longitudinale dei diaframmi viene spinto a ridosso dei binari da attraversare con il solo vincolo rappresentato dall'agibilità delle macchine impiegate per lo scavo, specie nei riguardi delle palificazioni e linee elettriche aeree di trazione adiacenti ai binari.

Ben più complesso è il trattamento di terreno per la costituzione dei tappi di fondo. Il trattamento viene impostato ad interasse di 90 cm in matrice ghiaiosa, ridotto a 60 cm, pari al diametro nominale, negli strati limo-argillosi, dovendo infittire le colonne al fine di garantire una sufficiente compenetrazione tra esse. Gli spessori dei tamponi realizzati variano da 1 a 2.50 metri. L'esecuzione dei tappi crea problemi soprattutto nella zona sottobinario. Dovendo occupare con le macchine di perforazione la sagoma di libero transito dei binari, si prevede l'esecuzione del *jet-grouting* limitatamente a periodi di interruzioni programmate notturne della circolazione. Tali interruzioni interessano uno alla volta i binari di corsa ed entrambi nella zona di intervista tra essi compresa. A tali condizionamenti si

aggiungono difficoltà conseguenti alla presenza dell'armamento ferroviario, per cui si deve prevedere una distribuzione del *jet-grouting* che risulti con esso compatibile.

S'impostano perciò le perforazioni sfruttando tutti i vani disponibili tra traverse e rotaie senza richiedere alcun spostamento o modifica strutturale dell'armamento.

Il tappo di fondo nell'area sottesa in proiezione dai binari viene realizzato, quindi, in unica fase sotto esercizio.

Successivamente si è dato il via alla costruzione vera e propria dell'opera, a cominciare dagli sbancamenti tra diaframmi e tappi di fondo e successivi getti delle solette.

Gli scavi per il raggiungimento delle testate dei vengono eseguiti in massima parte da retro i diaframmi per la difficoltà di movimentazione agendo entro le future rampe.

Ovviamente la formazione del pozzo di varo viene preceduta dalla formazione di un palancolato per il sostegno della sede ferroviaria, da tagliare e rimuovere prima delle operazioni di varo.

3.1.2 CONCLUSIONI

La soluzione adottata consente di raggiungere i seguenti obiettivi:

- realizzare opere di sottopasso in terreni dalle condizioni geomorfologiche ed idrogeologiche assolutamente inadatte a costruzioni sotto il piano di campagna;
- definire con certezza gli interventi provvisori necessari scongiurando imprevisti e conseguenti onerose varianti in corso d'opera;
- limitare l'emungimento in sede di costruzione alle sole acque meteoriche e a modestissime infiltrazioni, da eliminare in fase di completamento;
- garantire un'attendibile programmazione dei lavori ed il rispetto della stessa;
- fornire un'interessante esperienza per la verifica di una tecnica di costruzione di raro impiego.

Tutto ciò a fronte di un aggravio nel costo per opere di presidio attestatosi a consuntivo fra il 25 e il 30% del totale, a seconda del diverso infittimento del jet nei tappi di fondo adottato nei sottopassi.

3.2 PROBLEMI CONNESSI ALL'AVANZAMENTO DEL MONOLITE:

MARCATA FESSURAZIONE

Un problema che si può verificare durante la fase di avanzamento del monolite è l'insorgere di una concentrazione di sforzi lungo la sezione critica di passaggio tra la sezione chiusa del monolite e la sezione ad U costituita dalla soletta di base e dai muri andatori. Superata la fase iniziale di avanzamento infatti, quando il complesso monolite-muri andatori abbandona parzialmente la superficie di scorrimento e interessa il terreno in sito, la resistenza del corpo del rilevato e le diverse condizioni di attrito fanno insorgere nella struttura una distribuzione di sforzi che raggiunge il massimo valore in corrispondenza della sezione critica. Lungo tale sezione quindi la concentrazione di sforzi provoca una marcata fessurazione e la creazione di un giunto.

La spinta necessaria alla traslazione del monolite viene valutata nella fase iniziale dopo l'attrito di primo distacco e senza la reazione del rilevato ferroviario, nell'ordine di 442 t circa, tenendo conto di un coefficiente di attrito dinamico pari a 0.1, essendo stato interposto tra le superfici di scorrimento cemento/cemento una guaina di polietilene opportunamente ingrassata.

Nella fase di spinta con immersione vera e propria del monolite nel corpo del rilevato ferroviario il coefficiente di attrito dinamico, a causa delle mutate condizioni di scivolamento sia sul piano di appoggio che sulle pareti laterali (cemento/terreno) e a causa della residua resistenza alla penetrazione del rilevato, che, benché asportato, presenta sempre qualche irregolarità, si è elevato al valore di circa 0.6; per muovere il peso complessivo del monolite e delle strutture ad esso connesse, quali muri andatori e soletta di base, stimato nell'ordine di 4400 t, è stato necessario imprimere ai martinetti una spinta di circa 2650 t.

Quando il monolite tocca il rilevato ferroviario, oltre alla realizzazione del prolungamento della platea di varo vengono poste in opera le travi di manovra.

Le travi di manovra sono collocate sotto i binari, opportunamente rinforzati, mediante infilaggio su rulli costituiti molto semplicemente da tondini di acciaio che realizzano un sostegno ai binari tra il becco del monolite e una trave, realizzata su *jet-grouting* rinforzati da micropali, all'altro lato del rilevato ferroviario, costituendo un ponte tra questa e il monolite. (Fig. 36 - 37)

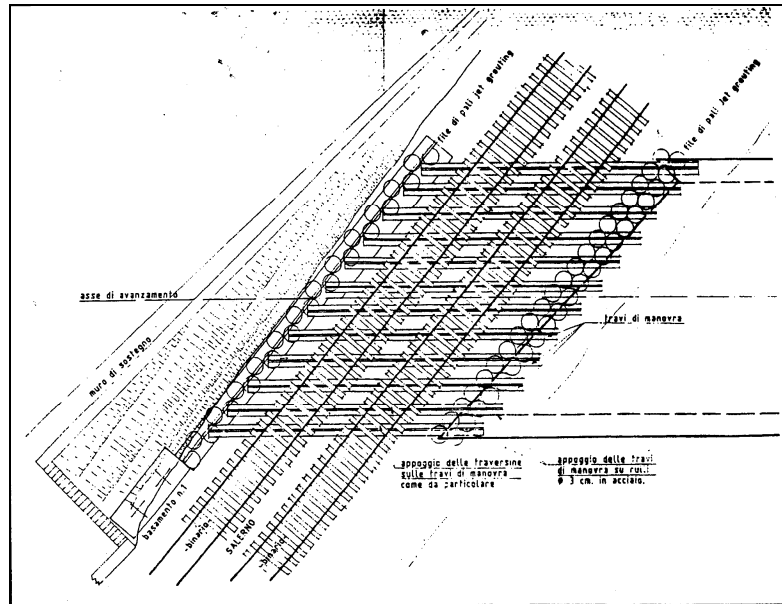


Fig. 36 - Pianta dei binari delle travi di manovra in assetto di varo

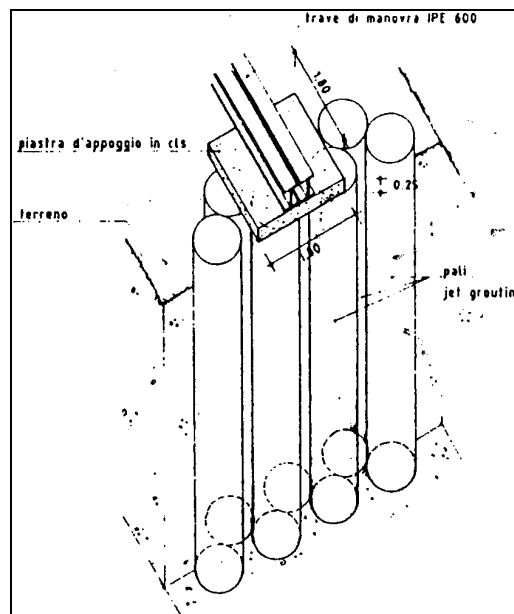


Fig. 37 - Particolare dell'appoggio delle travi di manovra

Durante la manovra di spinta il monolite attraverso i rulli dovrebbero muoversi senza trascinarsi dietro nel suo movimento il complesso dei binari fino a che il rostro non sia pervenuto a contatto con la trave, dopo di che questa viene demolita essendo, ormai, tutti i binari sul monolite e terminata la fase di spinta. Pervenuta la struttura alla posizione finale le travi di manovra vengono rimosse e ripristinato il ballast ferroviario.

Superata la fase iniziale di avanzamento, allorché il complesso monolite e muri andatori ha parzialmente abbandonato la superficie di scorrimento preventivamente lubrificata ed ha interessato il terreno in sito, la resistenza opposta dal corpo del rilevato e le diverse condizioni di attrito fanno insorgere nella struttura una distribuzione di sforzi che raggiunge il massimo valore in corrispondenza delle sezioni critiche di passaggio tra la sezione chiusa e quella ad “U”. Si verifica quindi una concentrazione di sforzi che provoca una marcata fessurazione e la creazione di un autentico giunto.

Tale fenomeno, che non compromette assolutamente la statica dell’opera, è accompagnato da una modesta inclinazione dell’asse del monolite verso il basso, per cui l’infissione non procede secondo la direttrice prestabilita ma subisce una leggera immersione nel terreno.

Ciò richiede una maggiore spinta e in assetto finale il monolite risulta ad una quota inferiore in corrispondenza dei binari rispetto a quella prevista per cui, al fine di evitare problemi nella stabilità del ballast, si ritiene opportuno spessorare il franco venutosi a creare mediante un getto supplementare di calcestruzzo sulla soletta superiore del monolite, inglobando in tale getto anche le travi di manovra.

L’ampio margine di sicurezza della struttura non ha nessun problema di statica, anzi, l’operazione ha irrigidito ulteriormente la soletta superiore, la quale, in considerazione dell’effetto dovuto anche alle iniezioni di intasamento con boiaccia di cemento, eseguite all’esterno delle pareti laterali per eliminare eventuali sacche d’aria createsi durante le operazioni di spinta del monolite, presenta alla prova di carico eseguita, con la sosta ed il passaggio di elettromotrici fornite dall’Ente Ferrovie, abbassamenti del tutto trascurabili e scomparsi totalmente all’eliminazione del carico.

Il preconsolidamento del rilevato ferroviario, mediante *jet-grouting*, viene eseguito se si presentano fenomeni di franamento del corpo ferroviario, a seguito dello scavo all’interno del monolite, ricorrendo alla limitazione del traffico ferroviario su un solo binario per non compromettere la stabilità dei binari.

Nei disegni seguenti (Fig. 38) è riportato uno schema di preconsolidamento effettuato: esso ha interessato l’intera zona oggetto dello scavo, nell’intento di conferire al materiale costituente il corpo ferroviario un angolo d’attrito di tutta sicurezza, che consentisse di operare con bassissimi margini di rischio.

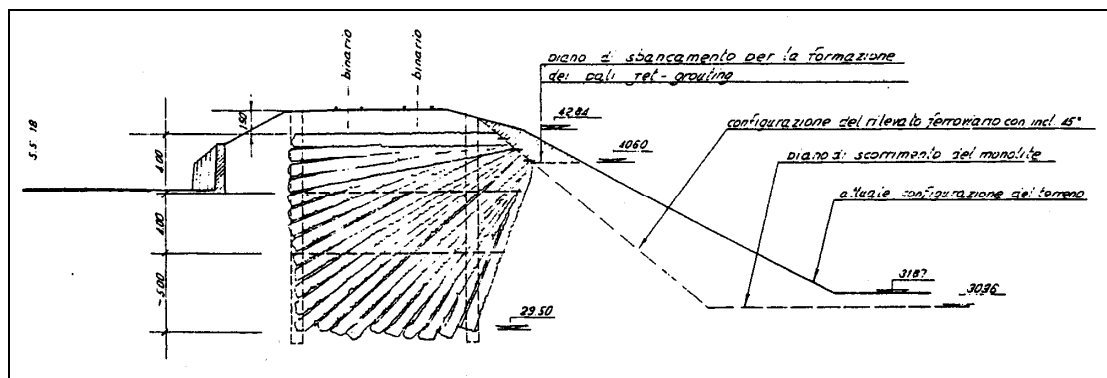


Fig. 38 - Schema di preconsolidamento del rilevato ferroviario con *jet-grouting*

La messa in opera del monolite richiede un grande impegno tecnico e professionale a causa della necessità di apportare il minimo disagio all'esercizio ferroviario o stradale e di rispettare i vincoli con i quali si va ad operare.

In effetti per la messa in opera del monolite si opera come segue:

- prolungamento della platea di scorrimento e realizzazione del muro di contrasto;
- avvicinamento, mediante spinta, del monolite al rilevato ferroviario previo sbancamento parziale dello stesso, preventivamente consolidato mediante *jet-grouting*;
- posizionamento dei fasci di binari creando un reticolo di sostegno e di ripartizione dei carichi;
- predisposizione delle travi a doppio T IPE 600 accoppiate, dette travi di manovra, sotto le traversine e poggianti sull'estradosso della soletta superiore del monolite mediante rulli di scorrimento;
- posizionamento lungo il muro di contrasto di 18 martinetti in una prima fase e 30 in seconda fase, collegati in serie ed in grado di produrre una spinta sullo scatolare, attraverso la sezione della soletta inferiore del monolite;
- spessoramento con profilati di acciaio dello spazio di avanzamento ad ogni fine corsa dei pistoni dei martinetti fino alla copertura di una distanza di avanzamento di 4 m;

- getto della seconda platea su platea per contrastare lo sforzo dei martinetti dopo l'avanzamento del monolite di 4 m, attesa la corsa dei martinetti stessi;
- reiterazione delle operazioni fin qui descritte fino alla penetrazione completa del monolite nel rilevato ferroviario;
- scavo all'interno del monolite tra una fase e l'altra di spinta;
- spessoramento della parte superiore della soletta del monolite con getto di cemento inglobante le travi di manovra;
- eliminazione dei rinforzi applicati ai binari, ricostruzione della sopraelevazione in curva, eliminazione dei rallentamenti in linea e ritorno alle condizioni normali.

3.3 INTERAZIONE TRA TERRENO E STRUTTURA IN UN SOTTOVIA

Un altro problema, molto interessante da analizzare, è il complesso fenomeno d'interazione terreno-struttura che si sviluppa durante la fase d'infissione con sistemi oleodinamici di un sottopasso a conci prefabbricati nel terreno di un rilevato ferroviario o stradale.

Attraverso la misura ed il controllo di un certo numero di parametri, variabili in relazione all'avanzamento del sottopasso nel terreno, si cercano di mettere in luce gli aspetti caratteristici del problema iterativo, quali la resistenza frontale e la resistenza laterale.

Vengono, pertanto, formulate considerazioni teorico-pratiche nell'intento di inquadrare da un punto di vista progettuale e tecnico-operativo il comportamento di questo particolare tipo di opera.

3.3.1 COLLETTORE FOGNARIO DEL COMUNE DI PORDENONE

Un esempio di rilievo, che riesce a mettere in evidenza quanto sopra detto è quello del collettore fognario del Comune di Pordenone.

L'opera consiste in un sottopasso a spinta destinato ad essere, appunto, un collettore fognario.

La planimetria generale dell'opera è illustrata nella figura sottostante.(Fig. 39)

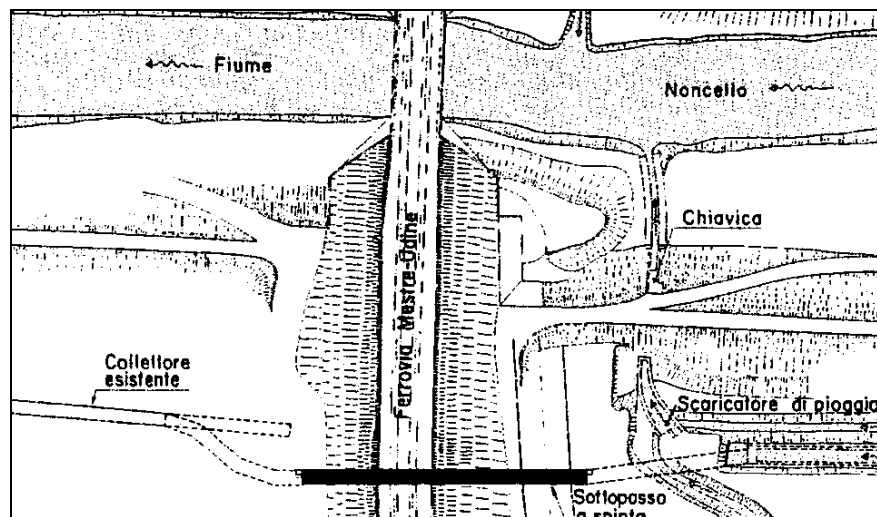


Fig. 39 - Planimetria generale

Il manufatto è frazionato in cinque conci di diverse lunghezze, intervallati da giunti a “cannocchiale” metallici (Fig. 40); la sezione trasversale dei conci, di forma scatolare, ha le dimensioni esterne di 360× 285 cm ed interne di 280× 205 cm e si mantiene costante in tutti e cinque i tratti.

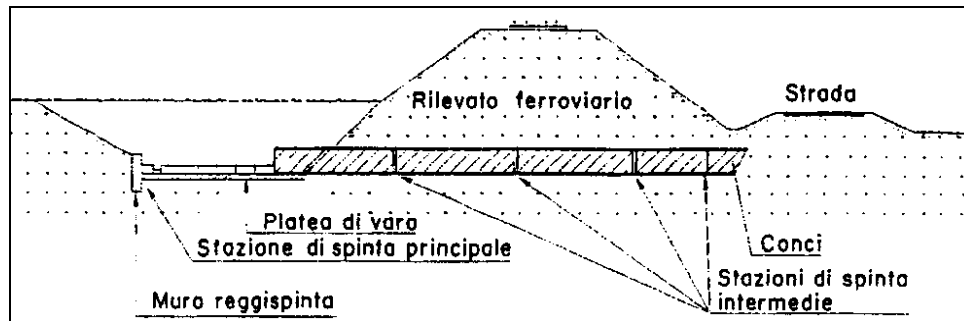


Fig. 40 - Sezione longitudinale del sottopasso

Gli elementi sono stati gettati in opera su una platea di varo realizzata alla quota di progetto della base del tunnel, in posizione tale da poter essere traslati nella direzione di spinta.

Il primo concio è sagomato a tagliente per favorire l'entrata nel terreno del rilevato; esso dispone inoltre di un avambecco inclinato di 60° rispetto all'orizzontale, che consente di limitare i rifluimenti del terreno all'interno del sottopasso durante l'avanzamento.

L'infissione è avvenuta inizialmente contrastando i conci per mezzo di una serie di martinetti a corsa lunga principali contro un muro reggispinga, collegato posteriormente con la platea di varo. Quando le spinte richieste, alla postazione principale, necessarie all'avanzamento, superano la potenza installata, vengono attivate delle stazioni intermedie di martinetti, preventivamente collocate fra elemento ed elemento in corrispondenza dei giunti a “cannocchiale”. I martinetti possono dunque produrre la loro corsa, mentre le lamiere del giunto impediscono il rifluimento del terreno circostante all'interno del tunnel e fungono da guida per l'elemento adiacente.

Come è facilmente intuibile, per ogni postazione intermedia il contrasto è fornito dalla serie di conci immediatamente retrostanti la stazione attivata.

Durante l'infissione viene asportato il terreno dal fronte di scavo nel tunnel per mezzo di mezzi meccanici cingolati di piccole dimensioni, che possono agevolmente passare all'interno del foro.

La possibilità di mantenere o variare la direzione del sistema è garantita dall'indipendenza delle file di martinetti superiori, inferiori e laterali della stazione intermedia posta immediatamente dopo il primo elemento, per cui, ogni qualvolta si rende necessaria una correzione di assetto del tunnel, a seguito di un disassamento rispetto all'asse longitudinale, vengono attivati quei martinetti che ne inducono il riallineamento. Al fine di contenere i rallentamenti al traffico ferroviario e, particolarmente, per ragioni di sicurezza, il tratto di binario ferroviario immediatamente soprastante il tunnel è stato irrigidito con fasci di rotaie collegati tra loro ed alle traversine ferroviarie, per attenuare gli effetti di possibili cedimenti del terreno del rilevato a seguito delle operazioni di scavo.

Il controllo delle azioni sul manufatto durante la fase di infissione nel terreno è stato predisposto seguendo due direttive diverse da correlare tra loro:

- la misura delle deformazioni nel calcestruzzo indotte dall'avanzamento in otto punti significativi del primo concio;
- la misura delle pressioni idrauliche in tutte le stazioni di spinta intermedie ed in quella principale.

Nel primo elemento del sottopasso sono stati messi in opera otto estensimetri elettrici a corda vibrante Galileo, che sono stati successivamente annegati nel getto di calcestruzzo del manufatto. La loro posizione è stata scelta in modo da consentire la misura delle deformazioni del calcestruzzo nella direzione di avanzamento del tunnel in quattro punti appartenenti a due sezioni distinte, dette sezione A e sezione B, distanti tra loro 170 cm. Tale distanza è sembrata essere quella ottimale, sia tenendo conto di evitare il posizionamento degli estensimetri nelle zone di massima concentrazione delle tensioni, sia considerando la sensibilità caratteristica degli strumenti.(Fig. 41)

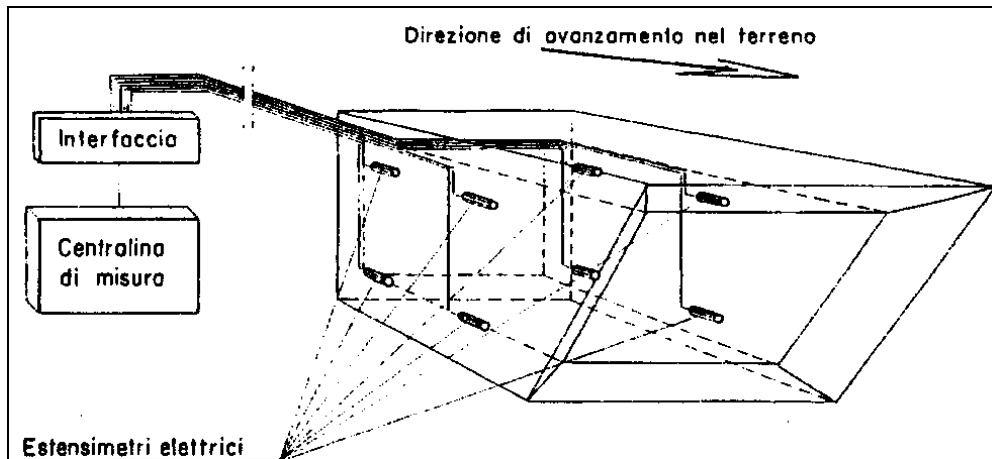


Fig. 41 - Sistema di misura con gli estensimetri elettrici

Gli otto estensimetri sono stati collegati ad una centralina elettronica di misura per mezzo di un'interfaccia di derivazione e di otto cavi bipolari, isolati e privi di giunzioni. Le pressioni nel circuito oleodinamico di alimentazione dei martinetti possono essere registrate durante la fase di infissione di tutti i conci per mezzo di manometri collegati con il circuito idraulico, preventivamente sottoposti a taratura. Le misure fornite dagli estensimetri e le pressioni indicate dai manometri sono state registrate in corrispondenza ad ogni fase di avanzamento del sottopasso nel rilevato.

Le rilevazioni effettuate hanno consentito di determinare lo stato di deformazione del primo concio in quattro punti significativi delle sezioni A e B nella direzione di avanzamento del manufatto.

Per poter interpretare il comportamento globale dell'opera è stato necessario collegare le deformazioni registrate con parametri di sollecitazione quali momenti e sforzi normali risultanti sull'intera sezione.

A tale scopo si sono assunte alcune ipotesi sul comportamento strutturale del manufatto in calcestruzzo armato:

- *conservazione delle sezioni piane;*
- *deformazione a taglio trascurabile;*
- *presenza di effetti torsionali trascurabili;*
- *regime di elasticità lineare.*

In queste ipotesi si è potuto procedere alla determinazione delle deformazioni $\overline{\varepsilon}_1$, $\overline{\varepsilon}_2$, $\overline{\varepsilon}_3$ ed $\overline{\varepsilon}_4$ in corrispondenza dei quattro vertici del rettangolo formato dalla linea media dei setti perimetrali (Fig. 42) secondo le relazioni:

$$\overline{\varepsilon}_1 = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{h''} (h'' - h_i''') + \varepsilon_3 \quad (3.1)$$

$$\overline{\varepsilon}_2 = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_4}{h''} (h'' - h_i''') + \varepsilon_4 \quad (3.2)$$

$$\overline{\varepsilon}_3 = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_1}{h''} (h'' - h_s''') + \varepsilon_1 \quad (3.3)$$

$$\overline{\varepsilon}_4 = \frac{\varepsilon_4 - \varepsilon_2}{h''} (h'' - h_s''') + \varepsilon_2 \quad (3.4)$$

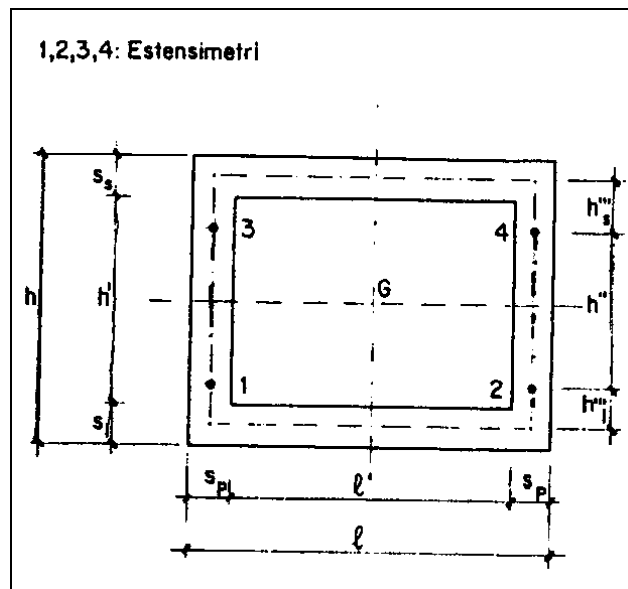


Fig. 42 - Sezione trasversale

Assumendo che tali valori vengano considerati uguali in tutto lo spessore, senza che peraltro venga sensibilmente compromessa l'affidabilità dei risultati, si possono determinare i parametri globali di sollecitazione in ognuna delle due sezioni strumentate.

Si impiegano le relazioni:

$$N_z = E \sum_{i=1}^4 \overline{\varepsilon}_{z_i} [2s_p h + (1 - 2s_p)(s_s + s_i)] \quad (3.5)$$

$$M_x = E \left\{ \left[-\frac{(\bar{\varepsilon}_3 + \bar{\varepsilon}_4)s_s}{2} \frac{(h-s_s)}{2} + \frac{(\bar{\varepsilon}_1 + \bar{\varepsilon}_2)s_i}{2} \frac{(h-s_i)}{2} \right] (1-s_p) + \right. \\ \left. + \frac{s_p}{6} \left(h - \frac{s_s + s_i}{2} \right)^2 \left[\frac{\bar{\varepsilon}_1 - \bar{\varepsilon}_3}{2} + \frac{\bar{\varepsilon}_2 - \bar{\varepsilon}_4}{2} \right] \right\} \quad (3.6)$$

$$M_y = E \left\{ \frac{s_p}{2} \left(h - \frac{s_s + s_i}{2} \right) (\bar{\varepsilon}_2 + \bar{\varepsilon}_4 - \bar{\varepsilon}_1 - \bar{\varepsilon}_3) \left(\frac{1-s_p}{2} \right) + \right. \\ \left. + \frac{(1-s_p)^2}{6} \left[s_i \frac{(\bar{\varepsilon}_1 - \bar{\varepsilon}_2)}{2} + s_s \frac{(\bar{\varepsilon}_3 - \bar{\varepsilon}_4)}{2} \right] \right\} \quad (3.7)$$

dove N_z , M_x , M_y sono da considerarsi positivi se concordi con le convenzioni riportate nelle terne di riferimento (Fig. 43).

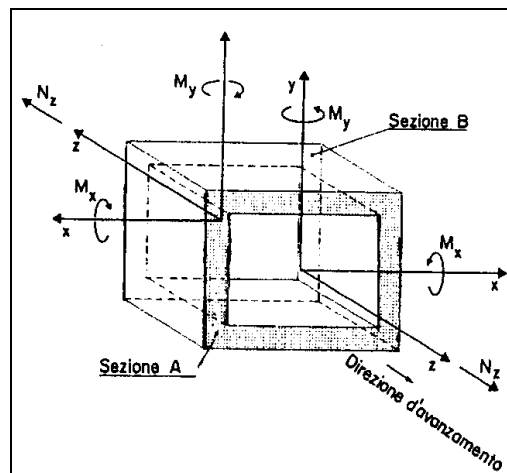


Fig. 43 - Sistema di riferimento per le forze e i momenti considerato

Contemporaneamente sono state calcolate le spinte totali risultanti dalle pressioni del circuito oleodinamico moltiplicate per la sezione totale dei martinetti impiegati con una relazione del tipo:

$$N_{zm} = \sum_{i=1}^n P_i A_i \quad (3.8)$$

in cui :

N_{zm} è la spinta totale;

P_i è la pressione nel punto i-esimo considerato del circuito rilevata sui manometri;

A_i è l'area del martinetto i-esimo.

Si è tenuto conto soltanto delle spinte necessarie per il movimento dei conci con l'azione contemporanea di tutti i martinetti; le fasi in cui sono state indotte correzioni alla direzione di avanzamento del tunnel agendo solo con alcuni dei martinetti posti a ridosso del primo elemento sono state volutamente trascurate ai fini del calcolo.

3.3.1.1 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Se si prescinde dal primo metro d'infissione, caratterizzato da coltre vegetale, il terreno incontrato, omogeneo durante tutto l'avanzamento, è un materiale composito formato da ghiaia e sabbia con una frazione fine limosa pari al 27%; la curva di distribuzione granulometrica del terreno presenta un coefficiente di uniformità $U = 67$ ed un coefficiente di curvatura $C = 0.17$. (Fig. 44)

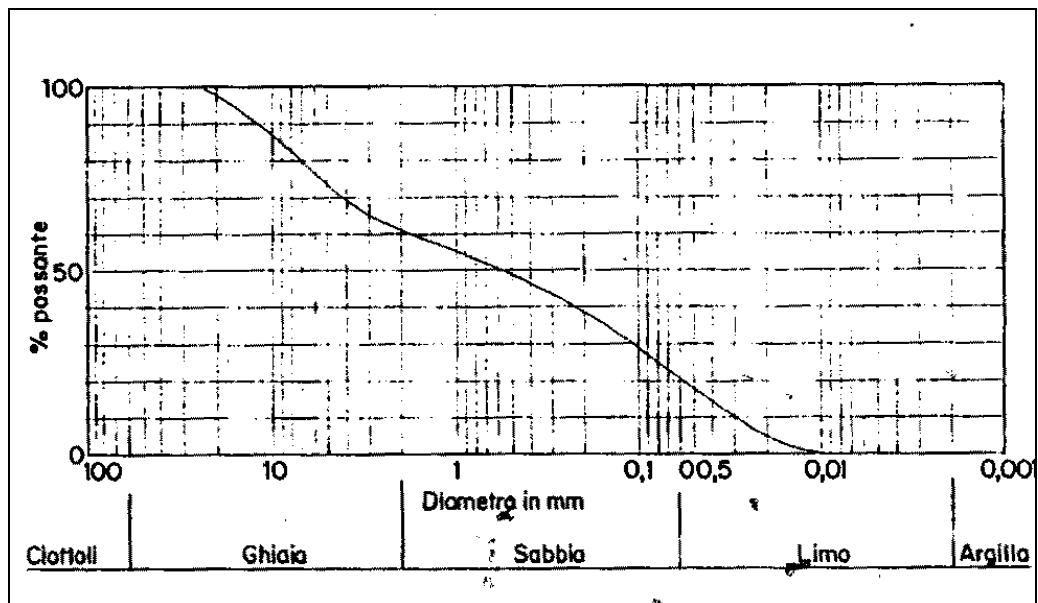


Fig. 44 - Distribuzione granulometrica del terreno

Per caratterizzare il comportamento meccanico di un terreno di questo tipo è necessario determinare almeno un parametro che ne definisca la resistenza a rottura.

Si fa riferimento quindi all'angolo di attrito interno φ che è facilmente determinabile attraverso comuni prove di laboratorio.

Si sono eseguite prove di taglio diretto standard sulla frazione di terreno passante al vaglio ASTM n. 10 su campioni ricostituiti in laboratorio con una densità corrispondente a quella del sito e pari a 17.9 KN/m^3 . L'angolo di attrito misurato in tali condizioni è risultato pari a 38° . Inoltre, al fine di determinare la resistenza al taglio in corrispondenza a deformazioni di elevata entità, quali possono quelle generate nel terreno dall'avanzamento del manufatto, sono state eseguite prove di taglio anulare sulla frazione passante al vaglio ASTM n. 40; l'angolo di attrito, detto angolo di attrito residuo, è risultato pari a 37° , valore leggermente inferiore a quello determinato con l'apparecchio di taglio diretto. (Fig. 45)

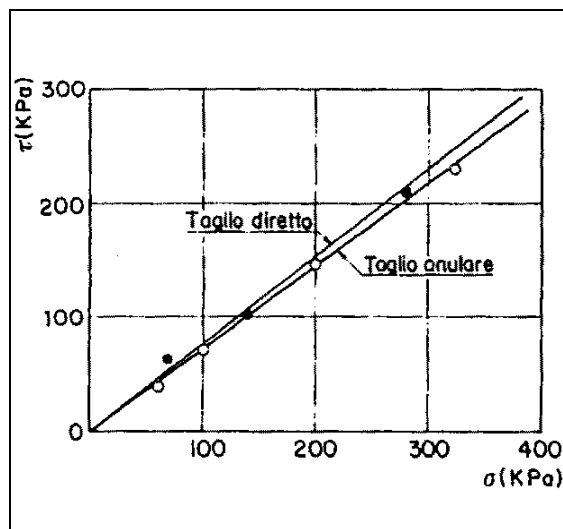


Fig. 45 - Determinazione della resistenza al taglio del terreno

3.3.1.2 RISULTATI OTTENUTI

Nella figura sottostante (Fig. 46) sono diagrammati gli andamenti in alcune stazioni delle spinte oleodinamiche rilevate dai manometri in corrispondenza dell'avanzamento del manufatto attraverso il rilevato. Sono riportati i valori delle spinte della stazione principale esterna e della prima e seconda stazione intermedia, omettendo quelli della terza e della quarta per motivi di chiarezza grafica.



Fig. 46 - Spinte oleodinamiche in funzione dell'avanzamento

Gli andamenti denotano un comportamento globale complesso ed estremamente variabile, soprattutto per la stazione principale e prima intermedia; in particolare si distinguono i decrementi bruschi della spinta, che sono da mettere in relazione con le operazioni di scavo sul fronte del primo concio. Inoltre, si pone in evidenza come l'andamento della spinta della stazione principale sia rapidamente crescente nei primi metri d'infissione nel terreno e linearmente correlabile in modo ideale con gli aumenti di superficie di contatto tra manufatto e terreno, come risulta dal tratto evidenziato con il retino.

La molteplicità delle situazioni che si sono incontrate durante l'infissione ha ristretto la scelta ad alcune fasi che si ritengono le più significative e complete per l'interpretazione dei dati sperimentali.

Sono state prese in considerazione le fasi nelle quali sia il primo che il secondo concio del sottopasso avanzano nel terreno in corrispondenza della parte centrale

del rilevato dove agisce la massima pressione geostatica. In questa fase sono state attivate le stazioni intermedie dal momento che per l'avanzamento non sono più sufficienti le spinte fornite dalla sola stazione principale retrostante.

Vengono di seguito riportati gli andamenti delle spinte totali dei martinetti della prima e seconda stazione durante il progressivo avanzamento. I diagrammi sono relativi a due fasi di spinta in due giornate campione diverse distanti quattro giorni lavorativi e corrispondenti a situazioni climatiche ed ambientali differenti. (Fig. 47 - Fig. 48)

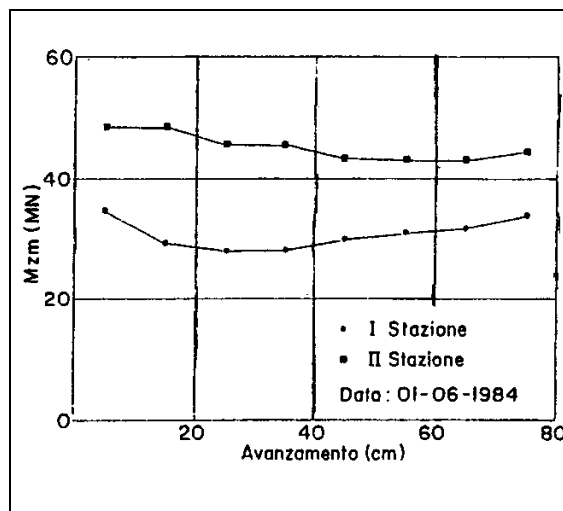


Fig. 47 - Andamento delle spinte totali

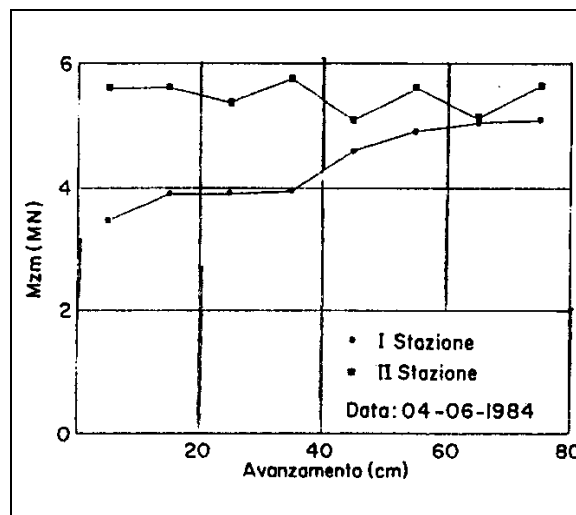


Fig. 48 - Andamento delle spinte totali

Il primo diagramma corrisponde ad una giornata di sole dopo un periodo di piogge continuate, per cui il terreno del rilevato era in condizioni di parziale saturazione; il secondo è stato scelto, invece, dopo quattro giorni di assenza di precipitazioni.

Tali schemi indicano come la spinta richiesta per l'avanzamento del primo concio sia sempre inferiore a quella del secondo concio, nella prima giornata di lavoro, mentre nella seconda giornata in esame, pur partendo da una differenza pari al 63%, si arrivi a valori quasi corrispondenti.

Inoltre la spinta fornita dalla seconda stazione si mantiene qualitativamente abbastanza costante durante la traslazione in entrambe le giornate. In tal caso il confronto fra i risultati della prima e seconda giornata indica come i valori siano maggiori in quest'ultima, con percentuali variabili da un minimo del 18% ad un massimo del 28%.

In concomitanza al rilievo delle pressioni oleodinamiche si sono registrate e riportate le misure fornite dagli estensimetri elettrici.

Nei successivi diagrammi si riportano gli andamenti dei parametri di sollecitazione globale N_z , M_x , M_y nella sezione anteriore (A) e posteriore (B) calcolati con le ipotesi fissate in precedenza . (Fig. 49 - Fig. 50 - Fig. 51 - Fig. 52)

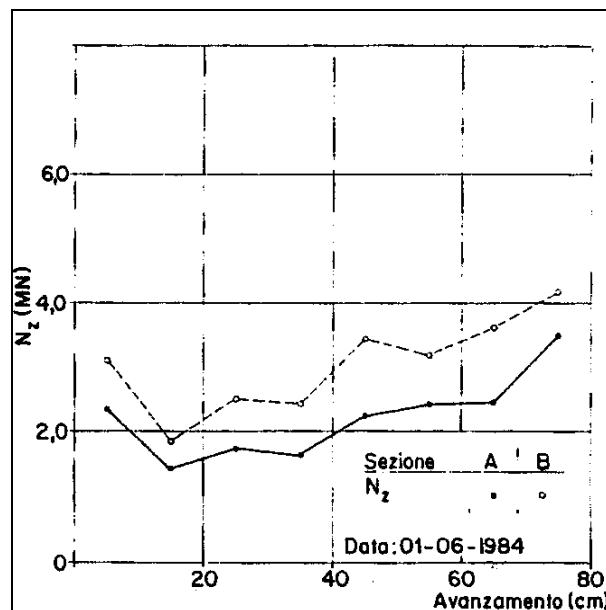


Fig. 49 - Andamento parametro N_z nelle sezioni A e B della prima giornata

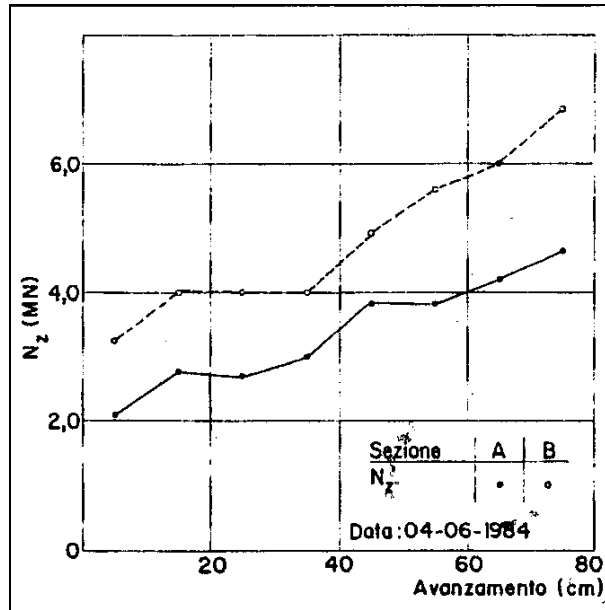


Fig. 50 - Andamento parametro N_z nelle sezioni A e B della seconda giornata

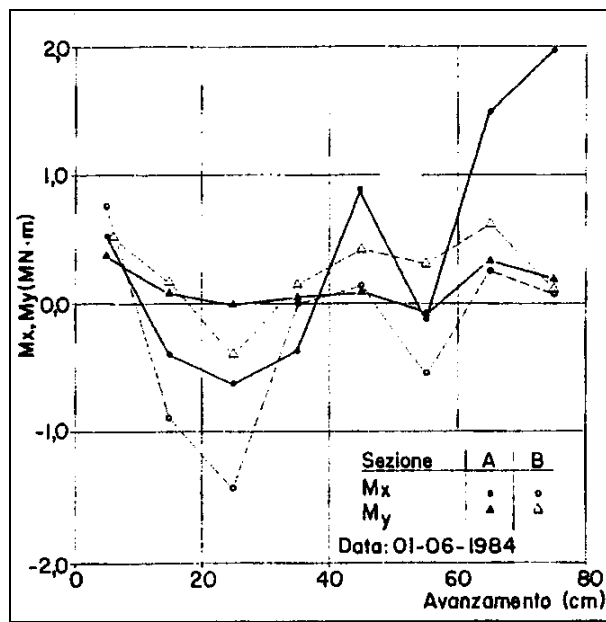


Fig. 51 - Andamento di M_x ed M_y nelle sezioni A e B della prima giornata

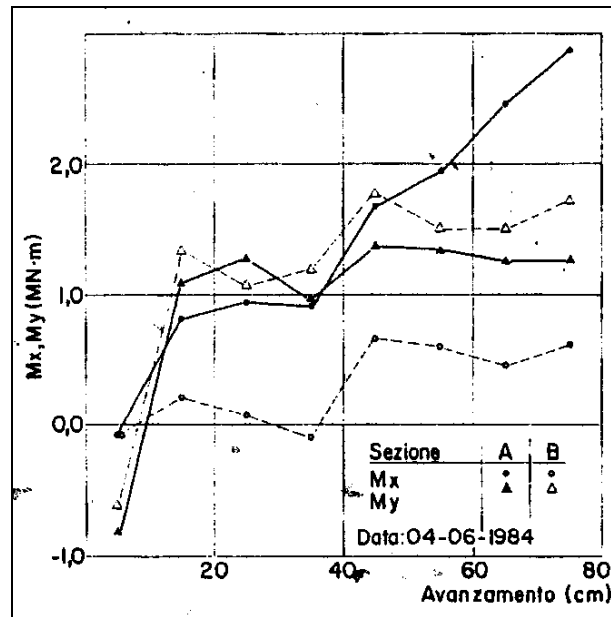


Fig. 52 - Andamento di M_x e M_y nelle sezioni A e B della seconda giornata

E' possibile osservare come il valore di N_z nelle sezioni A e B sia crescente con il procedere dell'avanzamento in entrambe le giornate; inoltre i valori della seconda giornata sono sempre superiori ai corrispondenti della prima, sia nella sezione anteriore che posteriore. Nell'ambito dello stesso giorno N_z risulta maggiore nella sezione B rispetto alla sezione A con percentuali variabili dal 29% al 55% e dal 33% al 47% nella prima e nella seconda giornata rispettivamente.

Per quanto riguarda i momenti flettenti risultanti presenti durante l'avanzamento, il diagramma relativo alla prima giornata mostra un andamento oscillante in segno e valore assoluto nelle sezioni A e B; ciò avviene sia per il momento M_x che per il momento M_y . Più chiaro sembra essere l'andamento degli stessi parametri nella seconda giornata: la tendenza globale è l'aumento dei valori di M_x e M_y col procedere dell'infissione. In particolare è possibile osservare come M_y nelle sezioni A e B assuma valori confrontabili fra loro. Ciò non avviene per il momento M_x che, pur presentando in entrambe le sezioni andamenti rapidamente crescenti, assume valori molto più elevati in A rispetto a B.

3.3.1.3 CONCLUSIONI

La meccanica del fenomeno interattivo può essere inquadrata distinguendo le due azioni esplicate dal terreno nei confronti del manufatto durante l'infissione:

- *resistenza frontale;*
- *resistenza laterale.*

Di esse si è ritenuto più interessante il secondo aspetto in quanto il primo è risultato ancora non perfettamente interpretabile e difficilmente riconducibile ad uno schema di comportamento generale, applicabile ad ogni fase di avanzamento del manufatto.

Questo fatto può essere giustificato tenendo presente come la resistenza nella sezione frontale alla penetrazione sia condizionata non soltanto dalle caratteristiche dell'opera e del terreno ma soprattutto dalle modalità e dai tempi di scavo durante l'infissione. Infatti, se quest'ultima procede più rapidamente dello scavo, la sezione frontale reagente aumenta e la spinta richiesta per l'avanzamento cresce; se viceversa lo scavo sul fronte procede talora più rapidamente dell'avanzamento, la resistenza frontale diminuisce in modo considerevole.

Per quanto riguarda la resistenza laterale, si è potuto invece risalire ad una quantificazione numerica delle azioni di attrito relativo tra terreno e calcestruzzo del manufatto.

L'ipotesi fondamentale, necessaria per poter interpretare i dati disponibili, è che i conci si muovano nel terreno in condizioni di avanzamento perfettamente rettilineo e quindi in assenza di deviazioni dall'asse longitudinale di progetto; mentre quest'ipotesi sembra essere rispettata quasi in ogni istante del moto per il secondo concio, poiché esso è soggetto a condizioni di vincolo che lo obbligano alla pura traslazione, ciò non è più valido nella generalità delle fasi di moto per il primo concio, in quanto esso è quasi sempre sottoposto ad azioni flettenti e taglianti.

Da un punto di vista qualitativo i valori di M_x positivi stanno ad indicare la tendenza del manufatto a deviare verso l'alto rispetto all'asse longitudinale, favorito dalla particolare forma dell'avambecco, mentre il parametro M_y sta ad indicare la tendenza verso deviazioni laterali.

Quando tali parametri non siano in mutuo equilibrio, ad assicurarlo intervengono sovrappressioni sulle superfici laterali legate al modulo di reazione del terreno nelle varie direzioni difficili da valutare.

Nel caso in cui invece ci si trovi in presenza di momenti M_x ed M_y nulli o costanti e quindi in assenza di tagli T_x e T_y , è lecito pensare che il primo concio si muova in condizioni di avanzamento rettilineo simili a quelle a cui è soggetto il secondo concio.

Per tali motivi sono stati studiati in questa fase di studio soltanto quegli eventi riportandone uno per ogni giornata campione in cui si è verificata la condizione indicata in precedenza.

Quando il manufatto avanza in maniera rettilinea è possibile assumere uno schema teorico di riferimento identico a quello in condizioni statiche, che riproduca la distribuzione delle pressioni normali agenti sui setti del manufatto in una sezione trasversale tipo.

In questa schematizzazione la pressione verticale p_v sul setto superiore è la pressione geostatica del terreno cui fa equilibrio la reazione del terreno inferiore incrementata del peso del manufatto. Le spinte laterali vengono determinate considerando che il terreno spinga in condizioni “a riposo” o “ K_o ”, con K_o coefficiente di spinta legato all’angolo di attrito, pertanto la pressione orizzontale risulta pari a $p_o = K_o p_v$. (Fig. 53)

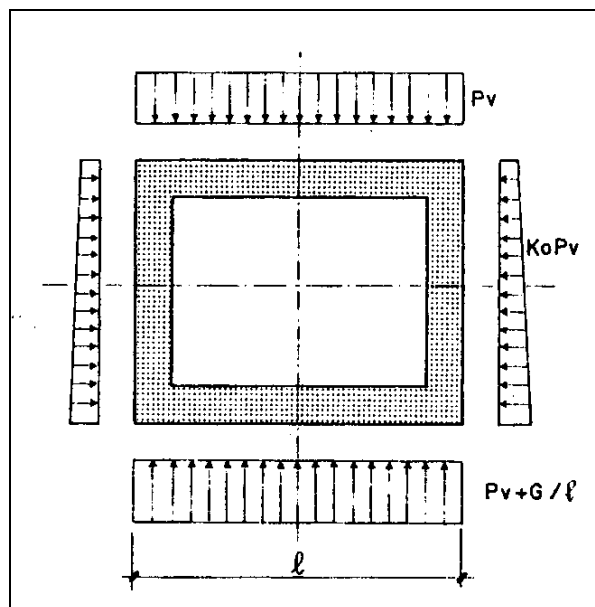


Fig. 53 - Pressioni agenti sul monolite

Assumendo per il terreno un legame tra le tensioni normali e le tensioni tangenziali a rottura di tipo Mohr-Coulomb,

$$\tau = \sigma' \tan g\varphi \quad (3.9)$$

dove:

φ = angolo di attrito residuo del terreno;

σ' = tensione effettiva;

τ = valore della tensione tangenziale.

è possibile calcolare la spinta totale massima teorica di riferimento $N_{z \max}$ per un tratto di manufatto necessaria a mantenere quest'ultimo in movimento di traslazione perfettamente orizzontale. A tale scopo si impiega l'integrale:

$$N_{z \max} = L \int_{A1} \sigma' \tan g\varphi dA \quad (3.10)$$

esteso all'area laterale di un tratto di tunnel di lunghezza pari a L.

Nella tabella sottostante viene riportato il rapporto adimensionale fra la spinta N_{zm} , misurata dai manometri collegati con i martinetti della seconda stazione, e la spinta massima teorica $N_{z \max}$, precedentemente indicata, ed il rapporto fra la risultante N_{ze} , misurata con gli estensimetri, e la spinta massima teorica $N_{z \max}$.

Giornata campione	$N_{zm}/N_{z \max}$	$N_{ze}/N_{z \max}$
01.06.84	0,36	0,36
04.06.84	0,44	0,45

Tabella 3.1

Il valore di $N_{ze} = N_z (B) - N_z (A)$ è la differenza vettoriale fra le sollecitazioni assiali nelle sezioni B ed A, azione che deve venire equilibrata dalla resistenza laterale di attrito nel tratto considerato.

I rapporti sono compresi fra 0,36 e 0,45 e sono quindi sempre inferiori all'unità. E' anche possibile osservare come i rapporti caratteristici della prima giornata siano inferiori ai corrispondenti della seconda; inoltre nello stesso giorno lavorativo i rapporti determinati dalle spinte dei martinetti corrispondono ottimamente a quelli misurati con gli estensimetri elettrici.

La diversità fra i valori teorici e quelli sperimentali induce a considerare la presenza di effetti importanti che agiscono durante l'infissione.

In primo luogo va considerato l'attrito che si sviluppa all'interfaccia tra i due materiali diversi come il calcestruzzo ed il terreno; per esso si fa di solito riferimento ad un angolo di attrito relativo calcestruzzo-terreno (δ) il cui valore dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla rugosità della superficie di contatto in calcestruzzo. Per $\delta = 0.80\varphi$ si ottiene un valore del rapporto fra la spinta determinata in queste condizioni e quella teorica massima pari a 0,75; tale valore mostra l'importanza dell'effetto d'attrito relativo tra i due materiali che si concretizza in una consistente riduzione della spinta necessaria per mantenere in movimento gli elementi del sottopasso.

In secondo luogo va tenuto presente l'effetto dell'acqua nel rilevato ferroviario. A causa dell'impossibilità di predisporre un'adeguata indagine piezometrica nel terreno del rilevato, dato che non è semplice conoscere i valori delle pressioni neutre del terreno durante tutta la durata dell'infissione, si dispone solamente di dati qualitativi basati su osservazioni e controlli del contenuto in acqua.

In terzo luogo è possibile che si sviluppi un certo effetto arco nel terreno sopra il tunnel; questo fatto non è però direttamente confermabile perché mancano indicazioni sufficienti sullo stato pressionale immediatamente sopra il sottopasso.

Appare quindi evidente che lo schema teorico assunto come riferimento e gli attriti con esso determinabili conducano a valori della spinta piuttosto prudenziali nei confronti della realtà sperimentale. E' da tenere presente, però, che le fasi analizzate dettagliatamente sono caratterizzate da un andamento rettilineo dei conci. In realtà, in mancanza di sistemi precisi di guida che permettono tempestive correzioni, capitano sovente deviazioni più o meno marcate rispetto all'asse longitudinale di progetto durante le quali si hanno notevoli incrementi delle spinte necessarie all'avanzamento. Questi incrementi possono raggiungere valori molto elevati in corrispondenza a pronunciate deviazioni della linea d'asse fino ad arrivare al limite della potenza installata.

Perciò, quanto più sarà controllato l'avanzamento rettilineo del sottopasso, tanto più ci si avvicinerà alle situazioni analizzate dettagliatamente in precedenza, evitando l'insorgere di indesiderati effetti aggiuntivi che potrebbero pregiudicare l'efficienza globale del sistema.

Infine, sembra il caso di sottolineare come la forma stessa del primo concio con il tagliente inclinato rispetto al piano orizzontale sia in parte la causa della presenza di sollecitazioni taglienti e flessionali tendenti a deviare il sottopasso verso l'alto.

Questo effetto può venire sensibilmente limitato scegliendo una forma dell'elemento frontale che soddisfi a condizioni di simmetria rispetto ad un piano orizzontale baricentrico come avviene nel caso di tubazioni circolari di piccolo diametro.

Pertanto si può concludere che lo studio sperimentale ha consentito di evidenziare alcuni aspetti del complesso fenomeno d'interazione terreno-struttura che si sviluppa durante l'infissione di un sottopasso a spinta nel terreno costituente un rilevato ferroviario.

Sono stati messi in luce gli aspetti più significativi del problema, quali la resistenza frontale e laterale durante l'infissione nel terreno.

I valori massimi di attrito laterale, desunti da schemi teorici classici, sono risultati nettamente superiori a quelli misurati durante il corso dei lavori; in termini dimensionali i rapporti fra i valori misurati e quelli teorici, entrambi nell'ipotesi di avanzamento rettilineo dei conci, sono risultati variabili fra 0,36 e 0,45.

La resistenza frontale è sembrata un aspetto difficilmente quantificabile ed inquadrabile teoricamente, perché fortemente condizionato dalle modalità e dei tempi di scavo durante l'infissione; in particolare si sono misurati rapidi decrementi delle spinte oleodinamiche nelle fasi in cui lo scavo procedeva più rapidamente della penetrazione e sia la resistenza laterale che quella frontale, quindi, sono apparse particolarmente condizionate dalla situazione ambientale, soprattutto, in relazione alla presenza dell'acqua dovute ad elevate precipitazioni.

CAPITOLO 4

LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO PER IL PROGETTO DEI SOTTOVIA SCATOLARI A SPINTA

4.1 PREMESSA

La normativa di riferimento per il progetto dei sottovia scatolari a spinta è rappresentata dal D.M. 14.01.2008 “ Norme tecniche per le costruzioni” e dalla Circolare n. 617 del 02.02.2009 “ Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 (G.U. n. 47 del 26.02.2009).

Queste normative definiscono i principi per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l’ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

In particolare, il metodo agli stati limite rappresenta un criterio di verifica in grado di integrare l'approccio semiprobabilistico con verifiche nelle condizioni di esercizio.

Per approccio semiprobabilistico s'intende la valutazione della probabilità di collasso della struttura e controllare che essa sia inferiore ad un valore sufficientemente basso da essere considerato accettabile.

Partendo dalla conoscenza della funzione densità di probabilità dei carichi e della resistenza dei materiali si deve determinare la relazione tra queste funzioni da cui la probabilità di collasso, tenendo conto della non linearità del legame costitutivo del materiale. Se il metodo di analisi strutturale è lineare questo viene fatto separatamente per ciascuna sezione, in caso contrario occorre farlo globalmente per l'intera struttura.

Questo approccio è però piuttosto complesso per un uso comune, esistono infatti soluzioni analitiche solo per casi semplici ed in ambito lineare, e la soluzione numerica è molto onerosa.

Nasce quindi l'approccio semiprobabilistico, basato sull'idea che la probabilità di collasso sia tanto più bassa quanto più siano disgiunte le funzioni di densità di probabilità del momento sollecitante (dovuto ai

carichi) e del momento resistente (dovuto alla resistenza dei materiali), poiché la probabilità di collasso è calcolabile come integrale del prodotto delle aree sottese da entrambe le funzioni.

Il momento sollecitante viene quindi calcolato a partire dai carichi corrispondenti ad un frattile del 95%, mentre per quanto riguarda il momento resistente si considera una tensione di snervamento corrispondente ad un frattile minore del 5%.

In questo modo è possibile effettuare una verifica che abbia una valenza probabilistica, ma che sia eseguita scegliendo la stessa metodologia utilizzata in situazioni deterministiche.

Allo schema di calcolo vengono assegnati carichi ben definiti (corrispondenti al frattile prescelto) ed in base ad essi si determinano le caratteristiche di sollecitazione nella sezione, a partire dai valori assegnati della resistenza ed utilizzando un opportuno legame costitutivo per il materiale.

Il confronto fra caratteristiche di sollecitazione di calcolo e caratteristiche di sollecitazioni limite consente di esprimere un giudizio sulla sicurezza della struttura.

I valori del carico e della resistenza da utilizzare nel dimensionamento, detti valori di calcolo e indicati col pedice d, vengono messi in relazione con i valori caratteristici mediante opportuni coefficienti.

In particolare, il valore di calcolo di una azione E_d si può ottenere tramite la relazione $E_d = \gamma_E E_k$ mentre il valore di calcolo della resistenza R_d è messo in relazione al valore caratteristico R mediante il coefficiente γ_R tramite la relazione $R_d = R / \gamma_R$.

Dove i valori di γ_E e γ_R possono essere determinati mediante analisi probabilistiche e comunque sono indicati in normativa e sia E che R sono funzione delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto.

Vengono però distinte due differenti situazioni limite: lo stato limite ultimo, corrispondente al limite di collasso o a forme di cedimento strutturale, e lo stato limite di esercizio, corrispondente a situazioni di deterioramento strutturale per cui non risultano più soddisfatti i requisiti di esercizio prescritti.

Entrambe queste situazioni vanno verificate, rispettivamente, secondo le disuguaglianze:

$$E_d \leq R_d$$

$$E_d \leq C_d$$

(dove C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni)

e per i motivi già descritti, la normativa permette un'analisi lineare, effettuando eventualmente modifiche alla distribuzione del momento nel primo caso e delle condizioni di carico nel secondo.

Per quanto riguarda la progettazione e la verifica di opere geotecniche il D.M. 14/01/08 "Norme Tecniche per le Costruzioni", al capitolo 6, prevede che una volta effettuate le indagini geologiche per creare una ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio; vengano disposte le indagini geotecniche necessarie a permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione dell'opera che dovrà poi soddisfare le verifiche agli stati limite di esercizio.

4.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ed è espresso dalla relazione:

$$E_d = \gamma_E E [F_K; \frac{X}{K/\gamma_M}; a_d]$$

ed R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico ed è espresso dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R[\gamma_M F_K; \frac{X}{K/\gamma_M}; a_d]$$

dove:

$\gamma_M F_K$: azioni di progetto amplificate

$\frac{X}{K/\gamma_M}$: parametri di progetto ridotti

a_d : geometria di progetto

$\frac{1}{\gamma_R}$: coefficiente di riduzione della resistenza del sistema

La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2), e per le resistenze (R1, R2, R3). (Tabella 4.1)

Le combinazioni dei coefficienti parziali possono essere scelte a partire da due approcci progettuali alternativi:

- nel primo approccio sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Tra le due combinazioni viene scelta quella più restrittiva.

- nel secondo approccio è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Combinazione unica: (A1+M1+R3)

Vengono quindi definiti i valori di calcolo delle azioni, dei parametri geotecnici e delle resistenze. Per quanto riguarda le azioni occorre innanzitutto distinguerle nel seguente modo:

- **Permanenti (G)** : azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola da poter essere considerata costante nel tempo.
- **Variabili (Q)** : azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo
- **Eccezionali (A)** : azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura
- **Sismiche (E)** : azioni derivanti da terremoti

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 4.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Ai fini della verifica vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Qk2 + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Qk3 +$$

...

- Combinazione sismica

$$E + G1 + G2 + P + \Psi_{21} \cdot Qk1 + \Psi_{21} \cdot Qk2 + \dots$$

4.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Per ogni stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$ dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e R_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni per cui il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Ai fini della verifica vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione caratteristica rara, generalmente impiegata per SLE irreversibili

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \Psi02 \cdot Qk2 + \Psi03 \cdot Qk3 \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli SLE reversibili

$$G1 + G2 + P + \Psi11 \cdot Qk1 + \Psi22 \cdot Qk2 + \Psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine

$$G1 + G2 + P + \Psi21 \cdot Qk1 + \Psi22 \cdot Qk2 + \Psi23 \cdot Qk3 + \dots$$

4.4 PONTI FERROVIARI

Sempre secondo le NTC2008 la verifica degli scatolari utilizzati come sottovia ferroviari viene eseguita allo stesso modo di quella dei ponti ferroviari, se ne analizzano ora i criteri.

Vanno innanzitutto prese in considerazione le azioni permanenti, come i pesi propri, i carichi permanenti portati, la spinta delle terre, e le azioni variabili sia verticali che orizzontali. A seguire si analizzeranno gli effetti dinamici dovuti alla natura del transito dei convogli e le azioni sismiche.

4.4.1 AZIONI VARIABILI VERTICALI

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico rappresentati da due treni di carico distinti:

- il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico **LM 71**),
- il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico **SW**).

Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito da: (Fig. 54)

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

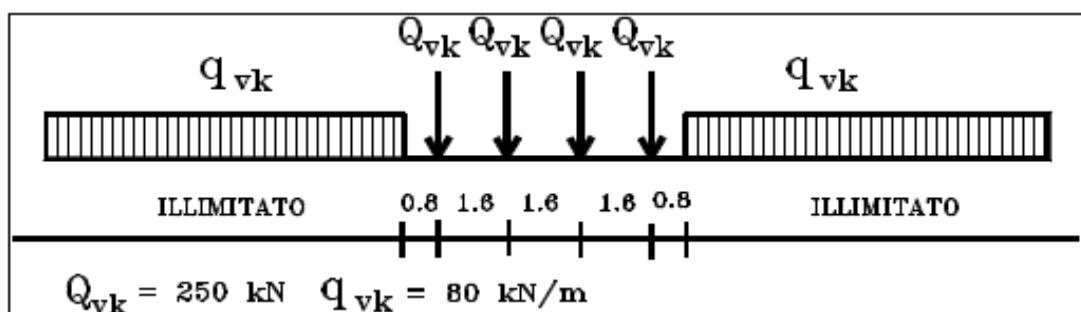


Fig. 54 – Treno di carico LM71

Treno di carico SW

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e prevede due configurazioni distinte denominate SW/0 e SW/2 (la configurazione SW/0 si utilizza solo per le travi continue qualora sia più sfavorevole del treno di carico LM71). (Fig. 55 e Tabella 4.2)

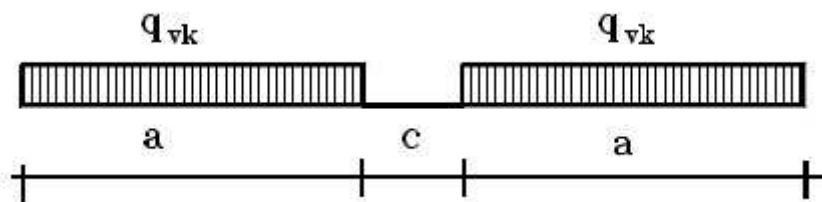


Fig. 55 – treno di carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Tabella 4.2 – Caratteristiche treni di carico SW

Treno Scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato “Treno Scarico” rappresentato da un carico uniforme distribuito pari a 10 kN/m.

Poiché salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggiore numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell’impalcato nella progettazione dei ponti andrà considerata l’eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella seguente tabella, considerando sia il traffico normale che il traffico pesante. (Tabella 4.3)

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	-	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+"SW/0'')	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	1,0 (LM 71''+"SW/0'')
	Altri	-	0,75 (LM 71''+"SW/0'')	-

Tabella 4.3 – Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Va poi tenuta in considerazione la distribuzione longitudinale del carico assiale Q_{vi} per mezzo del binario, che si può ripartire su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", secondo le seguenti proporzioni: 25% sulla traversa che precede, 50% su quella in cui insiste e 25% su quella successiva. (Fig. 56)

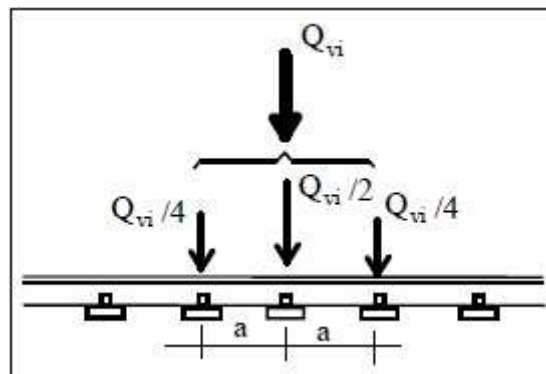


Fig. 56 – Distribuzione longitudinale del carico assiale Q_{vi}

Inoltre anche la presenza del ballast e delle traverse creano una distribuzione longitudinale del carico assiale che per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte è da considerarsi come quella indicata in figura, dove per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast. (Fig. 57)

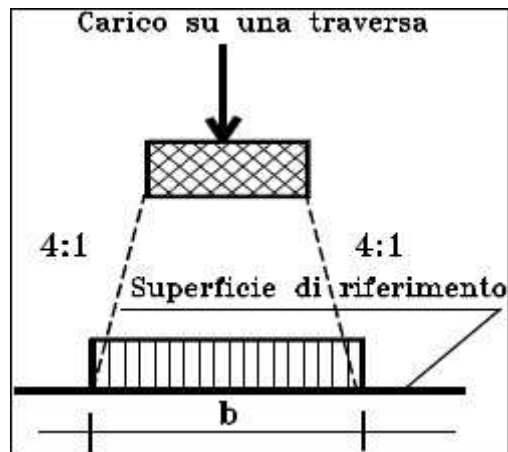


Fig. 57– Distribuzione longitudinale dei carichi assiali attraverso il ballast

4.4.2 EFFETTI DINAMICI

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Gli effetti di amplificazione dinamica si valutano in due modi differenti a seconda della tipologia di ponte e della velocità di percorrenza dei convogli.

Salvo casi particolari, ovvero velocità di percorrenza superiore a 200 km/h e tipologie di ponti non convenzionali, è comunque sufficiente utilizzare i coefficienti Φ di incremento dinamico, così definiti in funzione del livello di manutenzione della linea:

- Linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

- Linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

dove L_ϕ rappresenta la lunghezza caratteristica in metri. (Tabella 4.4)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_{ϕ}
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali:	
	- a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera	
5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.	
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

Tabella 4.4 – Lunghezza caratteristica L_{ϕ}

Questo coefficiente dinamico non dovrà però essere usato se come carichi vengono utilizzati il treno scarico, i treni reali o i treni per la verifica a fatica. Se l'altezza della copertura "h" dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse è maggiore di 1,00 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{nd} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m si può assumere un coefficiente di incremento dinamico unitario.

4.4.3 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI

Azione laterale (Serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere non dovrà essere moltiplicato per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, secondo la direzione longitudinale e sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

- Avviamento:

$$Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] < 1000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2}$$

- Frenatura:

$$Q_{ib,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] < 6000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0}$$

$$Q_{ib,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \text{ per modelli di carico SW/2}$$

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Infine per determinare valori caratteristici delle azioni dovute al traffico si dovranno considerare le combinazioni riportate nella seguente tabella:

(Tabella 4.5)

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc...)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tabella 4.5 – Valutazione dei carichi da traffico

4.4.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO E DI ESERCIZIO

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nella tabella (Tabella 4.6) mentre per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano solo i valori dei coefficienti parziali della seconda tabella (Tabella 4.7) , e ove necessario, in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti nella terza tabella. (Tabella 4.8)

Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

Tabella 4.6 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

- (1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
- (2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
- (3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
- (4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della tabella precedente.
- (5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

Tabella 4.7 - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni allo SLE

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base sia assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

	Azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

Tabella 4.8 - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni da traffico

- ⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.
- ⁽²⁾ Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.
- ⁽³⁾ Quando come azione di base sia assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

4.5 PONTI STRADALI

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico, descritti nel paragrafo successivo, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente. (Fig. 58 e Tabella 4.9)

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata 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.

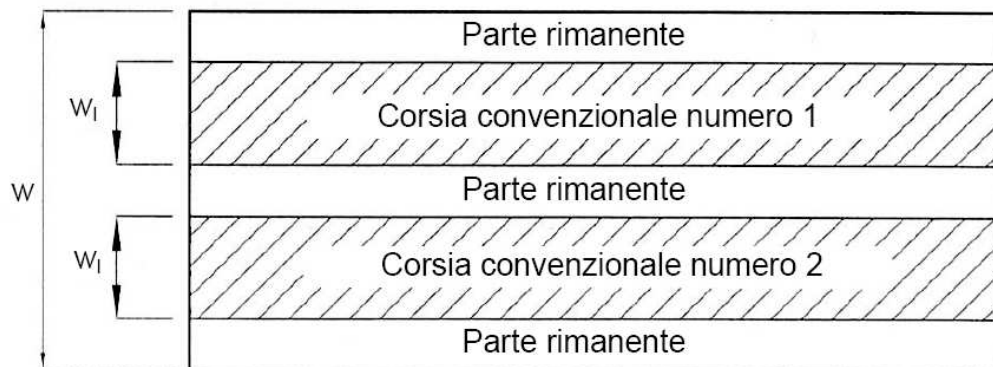


Fig. 58 – Esempio di numerazione delle corsie

Larghezza di carreggiata "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	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Tabella 4.9 - Numero e Larghezza delle corsie

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

Quando la carreggiata 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.

4.5.1 SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico: (Fig. 59)

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.

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.

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 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.

Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². 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 $q_{L,c}$.

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

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

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

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

4.5.2 CATEGORIE STRADALI

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

1a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

3a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3a Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. 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.

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a e 2a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

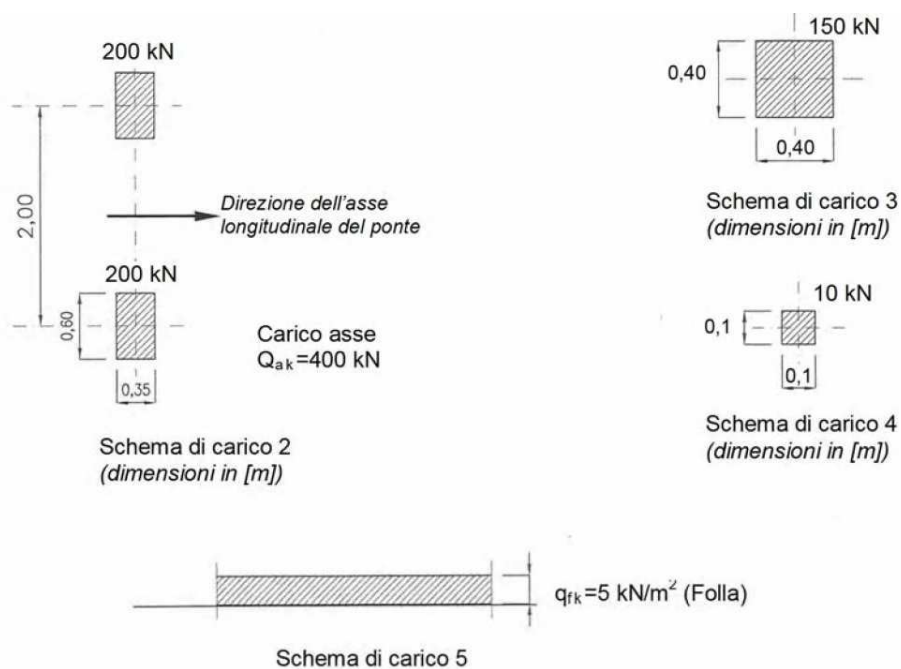
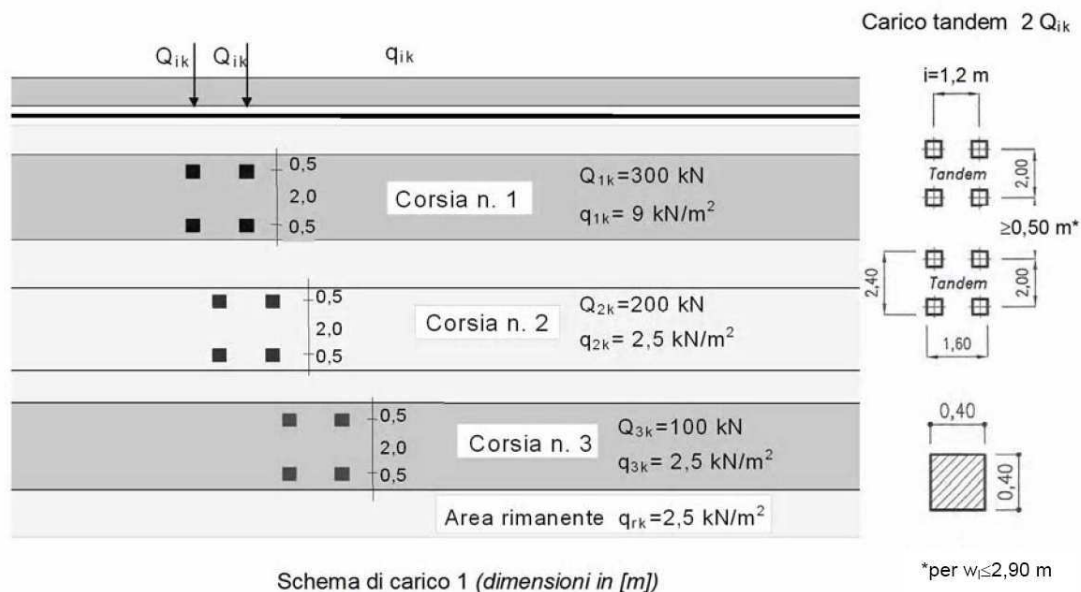


Fig. 59- Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

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

Per i ponti di 1a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tabella 4.10):

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

Tabella 4.10 - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Per i ponti di 2a Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{1k} = 240$ kN ed un carico distribuito $q_{1k} = 7,20$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1° Categoria.

Per i ponti di 3a Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini della 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/m².

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

4.5.3 DIFFUSIONE DEI CARICHI

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. Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato. (Fig. 60)

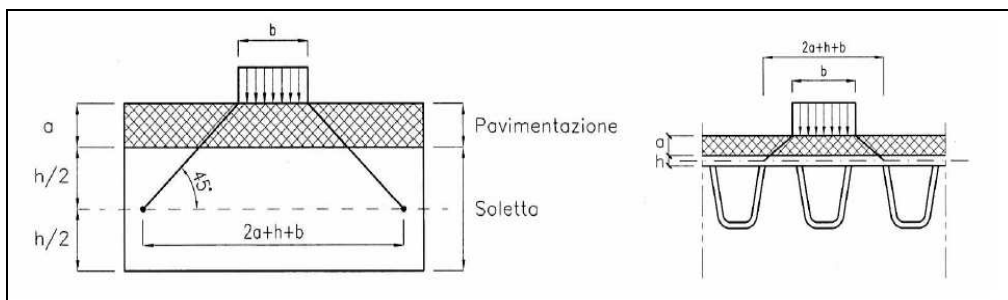


Fig. 60 – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette e negli impalcati a piastra ortotropa

4.5.3.1 Incremento Dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q2

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

4.5.3.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3

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

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

per i ponti di 1a categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 2a categoria, essendo w_l 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.

4.5.3.3 Azione centrifuga: q4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in tabella (*Tabella 4.11*), essendo

$$Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$$

il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Tabella 4.11 - Valori caratteristici delle forze centrifughe

4.5.3.4 Azioni di Neve, Vento: q5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 della normativa.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

4.5.3.5 Azioni sismiche q6

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si dovrà considerare un valore non nullo di dette masse in accordo con quanto specificato nel capitolo 3 della normativa.

4.5.3.6 Resistenze passive dei vincoli: q7

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

4.5.3.7 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$, $h_2 = 1,00\text{m}$.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

4.5.3.8 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): q9

Azioni idrauliche.

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate considerando oltre l'orientamento e la forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche.

Urto di ghiacci su pile.

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio.

4.6 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 della normativa.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in tabella (*Tabella 4.12*).

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2.5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5.0 kN/m^2
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 4.12 – Combinazioni di carico dovute al traffico

La tabella successiva (*Tabella 4.13*) 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 ed il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1$

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

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella *Tabella 4.14*.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 4.13 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente Ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
<i>Vento q_s</i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve q_s</i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella 4.14 - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

CAPITOLO 5:

SCHEMI DI CALCOLO E DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI UNO SCATOLARE

5.1 PREMESSA

Il monolite viene generalmente progettato come una struttura a sezione rettangolare cava, staticamente verificata come telaio chiuso, sollecitata ai carichi di esercizio e a quelli prodotti dalla traslazione durante l'infissione.

5.2 CARICHI APPLICATI

Il monolite prefabbricato va dimensionato e calcolato, salvo casi particolari come terreni cedevoli e manufatti di dimensioni tali da imporre la verifica delle sollecitazioni dovute al peso proprio o altre particolari circostanze, per le azioni subite in condizioni di esecuzione:

- il carico mobile (ferroviario o veicolare);
- il peso del terreno e delle infrastrutture ubicate sopra il solettone superiore;
- il peso proprio del solettone, delle pareti laterali e della piattaforma di base;
- la spinta laterale sulle pareti;
- le azioni sulla piattaforma.

Ai fini del calcolo le azioni vanno così suddivise:

- sulla soletta superiore: carichi mobili, sovraccarichi, peso proprio del terreno e della soletta stessa;
- sulle pareti laterali: reazioni trasmesse dalla soletta superiore, spinta laterale del terreno;
- sulla piattaforma di base: peso proprio sovraccarichi, reazione del terreno.

Sono inoltre da considerare le seguenti forze:

- azioni e reazioni del terreno sul suo contorno: soletta superiore e piattaforma;

- effetti dei sovraccarichi fissi o mobili esterni;
- effetti dei carichi di esercizio: pedonali, veicolari, ferroviari, ecc;
- alla spinta dell'eventuale acqua di falda.

5.3 SCHEMI DI CALCOLO

Si riportano di seguito alcuni schemi statici comunemente utilizzati per il calcolo dei sottovia scatolari a spinta.

- *Carichi uniformi p sulla piattaforma e q sulla soletta di copertura*(Fig. 61)

Posto:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} \quad (5.1)$$

essendo J_1 e J_2 *momenti d'inerzia*

si ha:

$$M_A = M_B = -\frac{[q \cdot (2k + 3)] - (p \cdot k)}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{l^2}{12} \quad (5.2)$$

$$M_C = M_D = -\frac{[p \cdot (2k + 3)] - (q \cdot k)}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{l^2}{12}$$

Nel caso in cui $p = q$ si ha:

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{kD + 3}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{ql^2}{12} \quad (5.4)$$

In mezzeria della soletta superiore:

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} - M_A \quad (5.5)$$

In mezzeria della piattaforma:

$$M_2 = \frac{pl^2}{8} - M_D \quad (5.6)$$

In mezzeria della parete:

$$M_3 = \frac{M_B + M_C}{2} \quad (5.7)$$

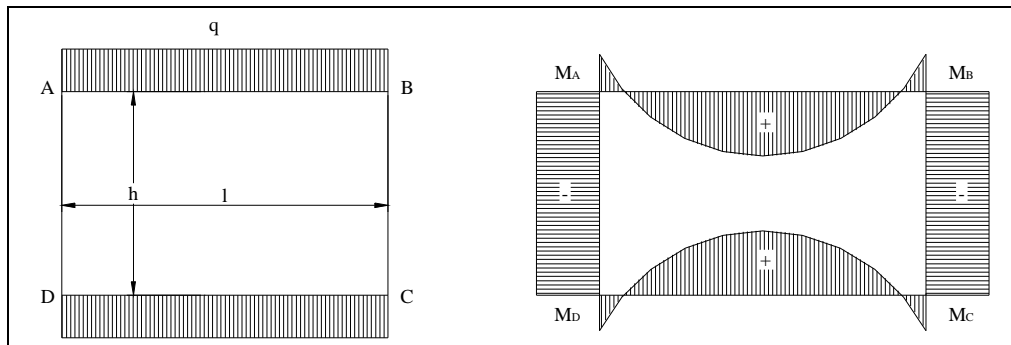


Fig. 61 - Schema di calcolo con soletta e piattaforma soggette rispettivamente a carico uniforme p e q

- *Carico uniforme q solo sulla soletta di copertura (Fig. 62)*

Deriva dal caso precedente ponendo $p = 0$.

Si ha:

$$M_A = M_B = -\frac{q \cdot (2k + 3)}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{l^2}{12} \quad (5.8)$$

$$M_C = M_D = +\frac{q \cdot k}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{l^2}{12} \quad (5.9)$$

In mezzeria della soletta superiore:

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} - M_A \quad (5.10)$$

In mezzeria della piattaforma:

$$M_2 = M_C = M_D \quad (5.11)$$

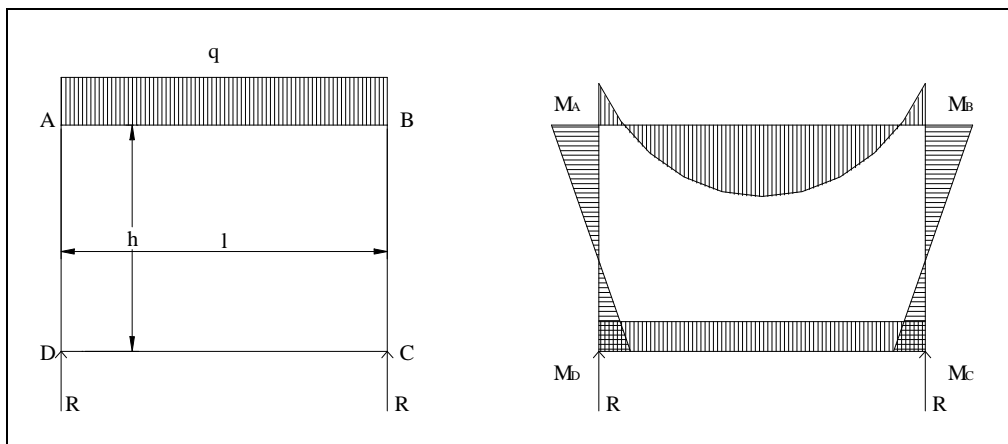


Fig. 62 - Schema di calcolo con soletta soggetta a carico p

- Carico concentrato P nel centro della soletta di copertura (Fig. 63)

Posto:

$$p = \frac{P}{l} \quad (5.12)$$

Si ha:

$$M_A = M_B = -\frac{4k+9}{k^2+4k+3} \cdot \frac{Pl}{24} \quad (5.13)$$

$$M_C = M_D = -\frac{k+6}{k^2+4k+3} \cdot \frac{Pl}{24} \quad (5.14)$$

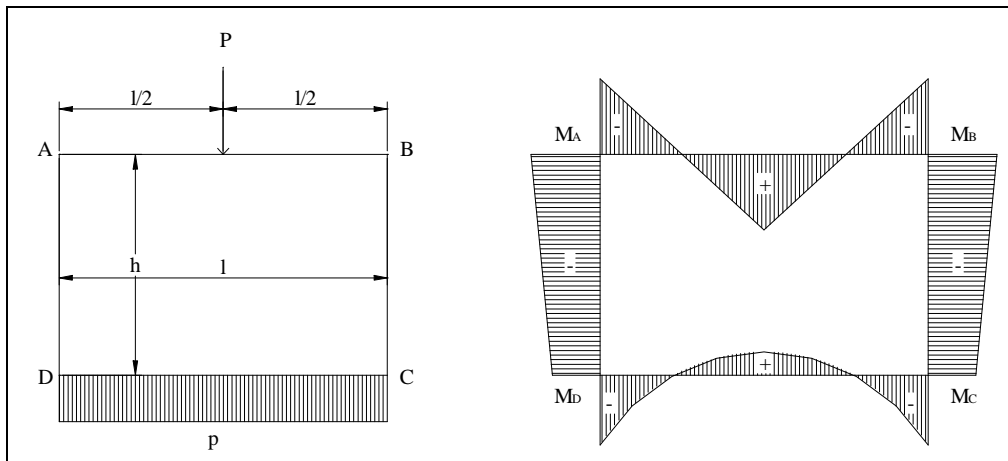


Fig. 63 - Schema di calcolo con soletta soggetta a carico concentrato P e reazione sulla platea p

- Carico uniforme sulle pareti (Fig. 64)

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{k}{k+1} \cdot \frac{qh^2}{12}$$

In mezzeria delle pareti:

$$M = \frac{qh^2}{8} - M_A \quad (5.16)$$

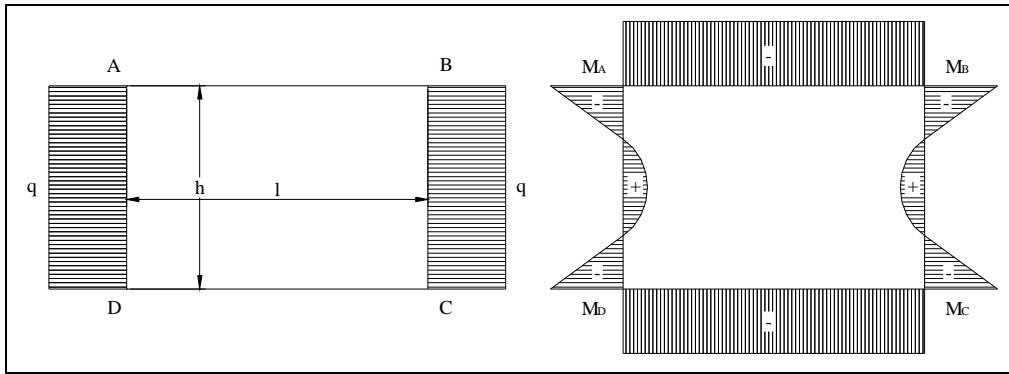


Fig. 64 - Schema di calcolo con pareti soggette a carico uniforme q

- *Carico triangolare sulle pareti* (Fig. 65)

$$M_A = M_B = -\frac{k \cdot (2k + 7)}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{ph^2}{60} \quad (5.17)$$

$$M_C = M_D = -\frac{k \cdot (3k + 8)}{k^2 + 4k + 3} \cdot \frac{ph^2}{60} \quad (5.18)$$

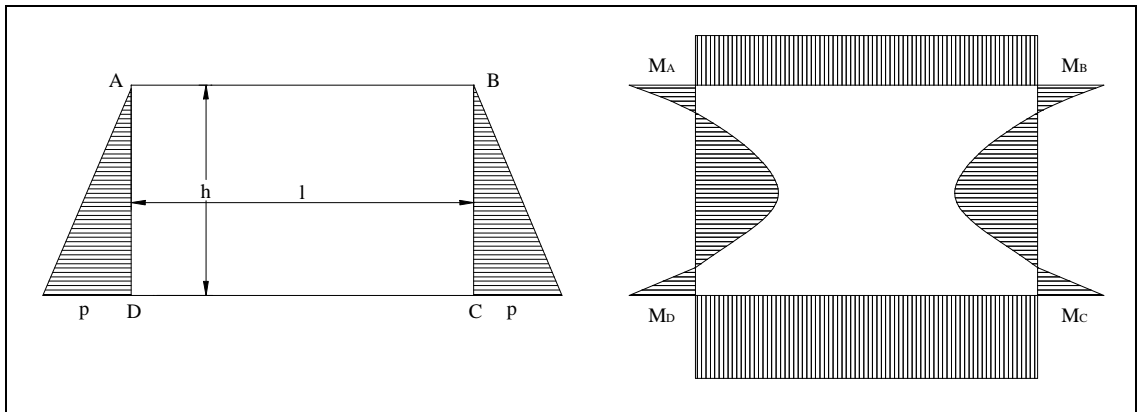


Fig. 65 - Schema di calcolo con pareti soggette a carico triangolare

5.4 DIMENSIONAMENTO DELLA PLATEA

Per valutare le sollecitazioni che si generano al contatto soletta-terreno si distinguono due classi di platee, rigide (Fig. 66) e flessibili (Fig. 67), e tre tipi di terreno, eccellente (indeformabile tipo roccia), mediocre (mediamente deformabile), medio (caso più comune).

- *Caso di terreno altamente portante*

$$\text{platea rigida: } \sigma = \frac{8Q}{l} \quad (5.19)$$

$$\text{platea flessibile: } \sigma = \frac{6Q}{l} \quad (5.20)$$

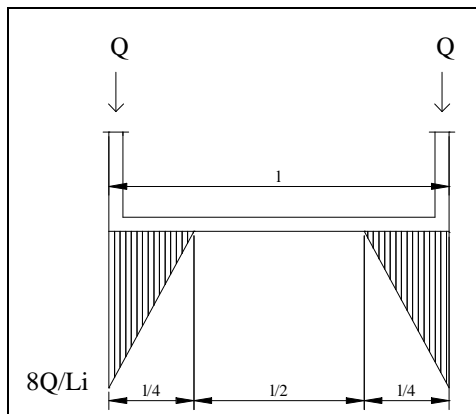


Fig. 66 - Platea rigida

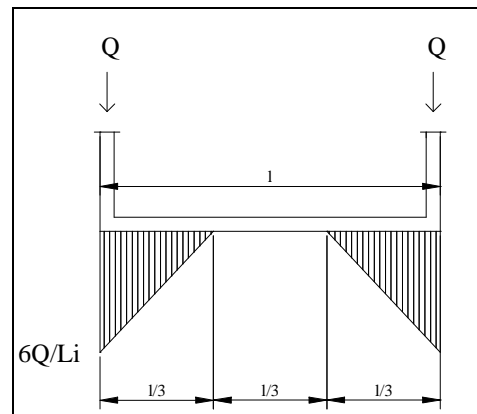


Fig. 67 - Platea flessibile

- *Caso di terreno di portanza media*

$$\text{platea rigida (Fig. 68): } \sigma = \frac{4Q}{l} \quad (5.21)$$

$$\text{platea flessibile (Fig. 69): } \sigma = \frac{6Q}{l} \quad (5.22)$$

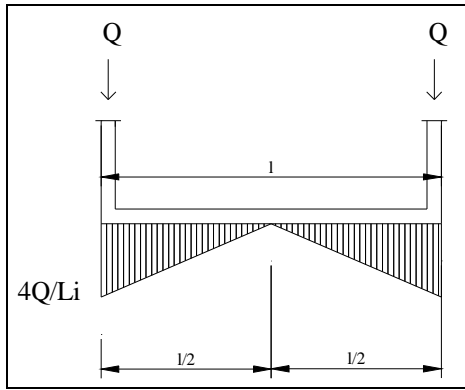


Fig. 68 - Platea rigida

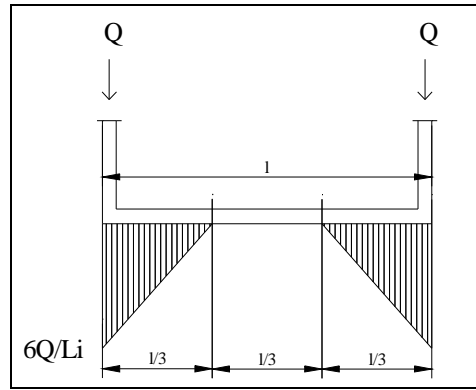


Fig. 69 - Platea flessibile

- caso di terreno scadente

platea rigida (Fig. 70): $\sigma = \frac{2Q}{l}$ (5.23)

platea flessibile (Fig. 71): $\sigma = \frac{4Q}{l}$ (5.24)

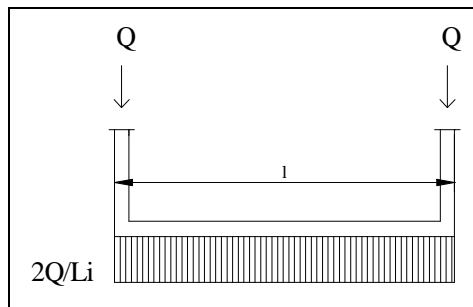


Fig. 70 - Platea rigida

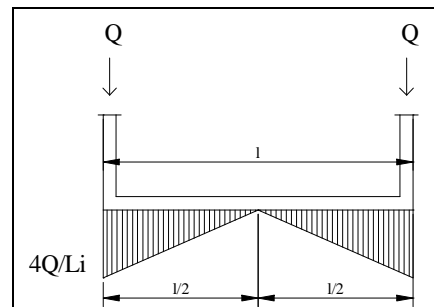


Fig. 71 - Platea flessibile

5.5 DIMENSIONAMENTO DEI SETTI LATERALI

5.5.1 Tunnel scatolari poco profondi

Si consideri uno scatolare a sezione rettangolare di altezza h e base l , immerso in un rilevato alla profondità H in un terreno di peso specifico γ . Si assume che il sistema sia pervenuto allo stato di equilibrio.

Dalla meccanica dei terreni si ricava che la massa spingente per ogni piedritto è rappresentata da un cuneo di terreno delimitato rispettivamente dai piani CL_1 e DL_2 .

Senza compiere un grave errore si assume che i piani di slittamento CL_1 e DL_2 siano inclinati di $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ rispetto all'orizzontale. (Fig. 72)

Si ricava pertanto:

$$L = l + 2h \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (5.25)$$

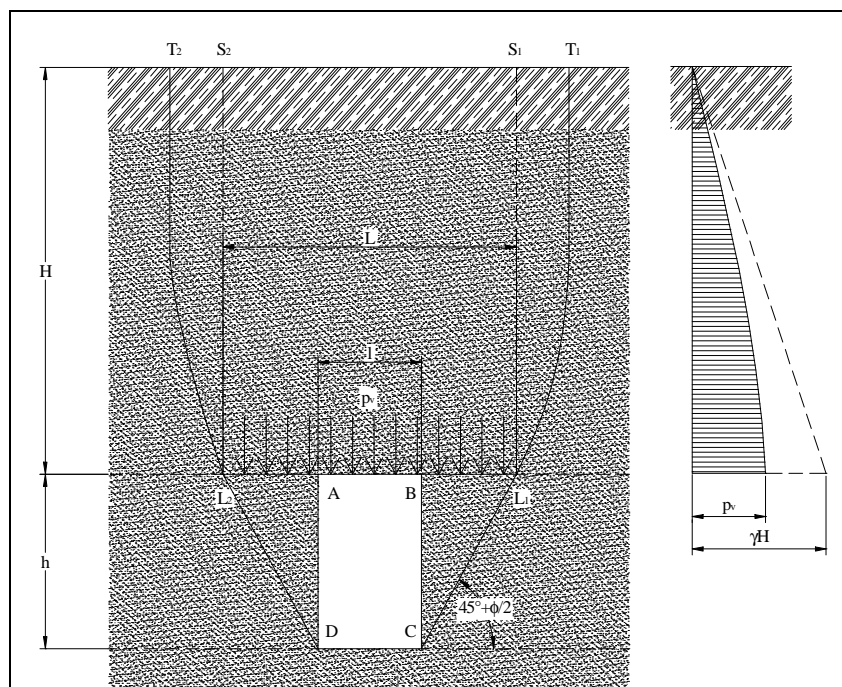


Fig. 72 - Determinazione della massa spingente sul cielo e sui piedritti del tunnel

La massa di terreno che insiste sulla soletta superiore e sui cunei laterali si estende verso il piano di campagna seguendo le superfici curve simmetriche L_1T_1 e L_2T_2 .

Secondo Terzaghi si ricava la pressione verticale secondo la formula:

$$p_v = \frac{L \left(\gamma - \frac{2c}{L} \right)}{2\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\frac{2\lambda H}{L \tan \varphi}} \right)$$

(5.26)

essendo:

h l'altezza dei setti laterali;

H la profondità dell'estradosso della soletta superiore;

L la larghezza della massa di terreno spingente;

λ il rapporto p_h/p_v ;

φ l'angolo di attrito interno del terreno;

c la coesione.

La 3.29 è ottenuta partendo dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau = c + p \tan \varphi$$

(5.27)

ed avendo posto:

$$\lambda = \frac{p_h}{p_v}$$

(5.28)

essendo p_h la spinta unitaria orizzontale sui piedritti.

5.5.2 Tunnel scatolari profondi

Quando questi manufatti si trovano a grande profondità, a causa dell'effetto arco, la pressione verticale, indipendente da H , può essere così valutata:

$$p_v = \frac{L \left(\gamma - \frac{2c}{L} \right)}{2\lambda \tan \varphi}$$

(5.29)

CAPITOLO 6

PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO: PRO_SAP

6.1 PREMESSA

Il calcolo dello scatolare viene condotto con il programma PRO_SAP (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.tta Schiatti 8/b 44100 Ferrara).

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave);
- Elemento tipo PLATE (guscio o setto);

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test NAFEMS (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra).

Si sottolinea, inoltre, che solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della QA (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

Le verifiche delle sezioni delle strutture modellate con elementi tipo beam sono condotte, in ottemperanza alla vigente normativa, con il programma PRO_VLIM (prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. P.tta Schiatti 8/b 44100 Ferrara).

6.2 REALIZZAZIONE DEL MODELLO

L'attività di progetto di una struttura, in particolare nel caso di un sottovia scatolare a spinta, può essere riassunta nelle seguenti fasi:

- Modellazione della struttura;
- Modellazione dei carichi agenti sulla struttura;
- Determinazione dello stato tensio-deformativo della struttura;
- Progettazione e verifica degli elementi strutturali;
- Produzione degli elaborati di progetto.

La modellazione di una struttura consiste nell'individuazione dello schema statico della stessa e nella definizione delle proprietà di tutti gli elementi componenti lo schema statico. Lo schema statico è realizzato unicamente con nodi ed elementi strutturali.

Nel caso specifico oggetto di studio di questa tesi si sono adottati nodi ed elementi monodimensionali.

Un nodo è un punto nello spazio individuato dalle coordinate cartesiane X,Y,Z, in un sistema di riferimento globale destrogiro con asse Z verticale.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, tre traslazioni e tre rotazioni.

Il programma gestisce e genera automaticamente la numerazione dei nodi.

Gli elementi strutturali utilizzati sono elementi monodimensionali la cui schematizzazione è definita da due nodi (indicati nell'ambito del programma come D2), ovvero elementi a due nodi formulati nello spazio. Un terzo nodo supplementare, il "Nodo K", è usato per gestire l'orientamento della sezione della trave nello spazio. Per questi elementi sono definiti al massimo tre gradi di libertà traslazionali e tre gradi di libertà rotazionali. Agli estremi dell'elemento sono determinate le sei componenti della sollecitazione: tre momenti (torcente e due flettenti), sforzo assiale e due sforzi taglianti. Possono essere applicate variazioni termiche, carichi inerziali, distribuiti e concentrati sia agli estremi che in posizioni intermedie all'elemento. (Fig. 73)

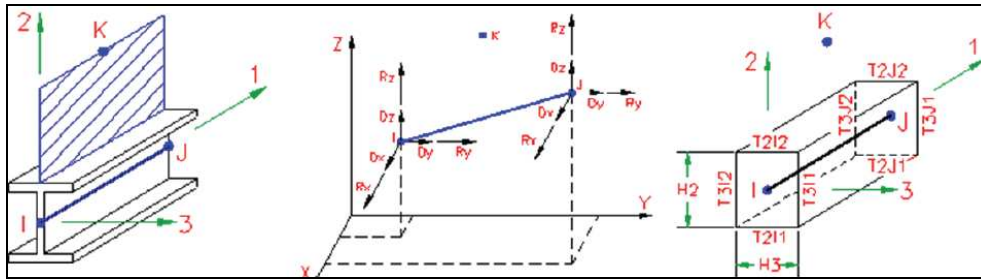


Fig. 73 – Elemento monodimensionale

Ogni elemento D2 è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale; tali elementi

sono orientati automaticamente dal programma.

Ad ogni elemento D2 è associato un sistema di riferimento locale destrogiro 1, 2, 3, come mostrato in figura.(Fig.74)

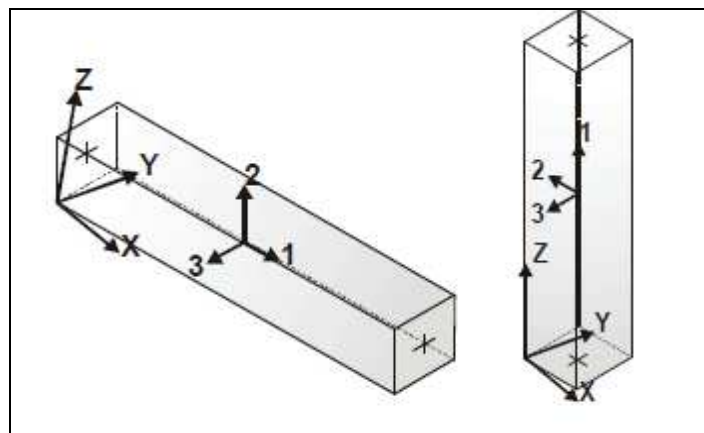


Fig. 74 – Sistema di riferimento locale

La modellazione delle azioni agenti sulla struttura è condotta in tre fasi:

- definizione dei casi di carico;
- assegnazione delle azioni presenti in ogni caso di carico;
- definizione delle combinazioni;

Sono previsti i seguenti tipi di casi di carico:

- **Ggk** caso di carico comprensivo del peso proprio della struttura;
- **Gk** caso di carico con azioni permanenti;
- **Qk** caso di carico con azioni variabili;

- **Gsk** caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture;
- **Qsk** caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai;
- **Qnk** caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture;
- **Qtk** caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura in quanto richiede solo il valore della variazione termica;
- **Qvk** caso di carico comprensivo di azioni da vento;
- **Esk** caso di carico sismico con analisi statica equivalente;
- **Edk** caso di carico sismico con analisi dinamica;
- **Pk** caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni;

Sono di tipo automatico (ossia non richiedono nessun introduzione di dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: **Ggk, Gsk, Qsk, Qnk**.

Sono di tipo semi-automatico (ossia prevedono una minima introduzione di dati da parte dell'utente e non richiedono alcuna assegnazione di azioni) i seguenti casi di carico: **Qtk, Esk, Edk** (richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse).

Sono di tipo non automatico ossia prevedono la diretta applicazione delle azioni agli elementi strutturali i restanti casi di carico: **Gk, Qk**.

L'applicazione delle azioni previste nei casi di carichi non automatici avviene applicando agli elementi strutturali e nodi azioni di tipo generico tra quelle sottoriportate: (Fig. 75)

- carico concentrato nodale;
- spostamento nodale impresso;
- carico distribuito globale su elemento tipo trave;
- carico distribuito locale su elemento tipo trave;
- carico concentrato globale su elemento tipo trave;
- carico concentrato locale su elemento tipo trave;
- variazione termica applicata ad elemento tipo trave;
- carico di pressione uniforme su elemento tipo piastra;
- carico di pressione variabile su elemento tipo piastra;
- variazione termica applicata ad elemento tipo piastra;
- carico variabile generale su elementi tipo trave e piastra;

- carico pressione impronta;



Fig. 75 – Tabella carichi generici

La determinazione dello stato tensio-deformativo della struttura avviene eseguendo l'analisi ad elementi finiti del modello della struttura.

Il programma effettua una analisi statica per la soluzione di tutti i casi di carico

ad esclusione di quelli di tipo **Edk** (caso di carico sismico con analisi dinamica), per i quali il programma effettua una o più analisi modale (a seconda dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse).

Per ogni caso di carico di tipo **Edk** il programma effettua una analisi con spettro di risposta.

Al termine delle analisi il programma controlla la validità dei risultati ottenuti e segnala eventuali casi carico non risolti.

La progettazione degli elementi strutturali avviene sulla base delle combinazioni dei casi di carico.

Ad ogni elemento strutturale può essere associato un *criterio di progetto* (il criterio di progetto è una proprietà dell'elemento). Grazie al criterio di progetto è possibile controllare tutti i parametri della progettazione e della verifica per gli elementi. (Fig. 76)

Tabella dei criteri di progetto

Aste acciaio Colonne acciaio Travi acciaio Pareti c.a.
 Gusci c.a. Travi c.a. Colonne c.a. Solai c.a. Altri...

Tensioni ammissibili
 tensione acciaio: 2500 rapp. n: 15
 tensione cls: 90 rapp. A-/A+: 1

Stati limite
 fyk: 4300 gamma: 1.15
 Rck: 300 gamma: 1.6

Diametri in uso	Perc.	min+	max+	min-	fatt. ridist.
<input type="checkbox"/> 11	Af/A	0.326	1.628	0.326	0
<input type="checkbox"/> 12					
<input type="checkbox"/> 13					
<input type="checkbox"/> 14					
<input type="checkbox"/> 15					
<input type="checkbox"/> 16					
<input type="checkbox"/> 17					

Diametro (0: da sezione) e passi staffatura
 Diam. min. max. raff. L raff. %sagom.
 0 / 1 30 15 60 0

Luce di Taglio per CDA: 600

Progetta a filo Torsione non essenziale inclusa
 Cls. : dati da materiale Dettagli come da Ord. 3274
 Af SI trasla 0.9 d Ainf da traliccio [e/o qxLxL/ 12 TA]

Criterio di progetto platea, travi

 1

Fig. 76 – Tabella criteri di progetto

6.3 ASSEGNAZIONE DELLE PROPRIETA' AGLI ELEMENTI

La realizzazione del modello di una struttura in PRO_SAP prevede, nella fase di introduzione dati, dopo aver definito gli archivi, che contengono alcune delle proprietà geometriche, meccaniche e di carico degli elementi, l'assegnazione delle relative proprietà ai nodi ed agli elementi del modello.

In particolare potranno essere assegnate le seguenti proprietà, vista la natura del modello che si realizzerà:

- Le proprietà dei nodi della struttura.
- Le proprietà degli elementi D2 della struttura.

Per la definizione delle proprietà dei nodi si agisce mediante la definizione di un

nodo prototipo, che contiene un gruppo di proprietà da assegnare, mediante gli

appositi comandi, ad uno o più nodi della struttura. Assegnate le proprietà ad uno o più nodi, è possibile modificare il prototipo e quindi assegnare un nuovo gruppo di proprietà ad altri nodi della struttura, attraverso la seguente tabella. (Fig. 77)

Tabella delle proprietà per nodi						
Posizione e distanza dal nodo precedente						
X	Y	Z	Dist	Altre...		
0.0	0.0	0.0	0.0			
Layer 0 Fondazione non definita						
Codici di vincolo rigido ed elastico [kg,cm,rad]						
Tx	Ty	Tz				Aiuto 3D
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	<input type="checkbox"/> XX
Rx	Ry	Rz				<input type="checkbox"/> YY
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.0	0.0	0.0	<input type="checkbox"/> ZZ

Fig. 77 – Tabella proprietà dei nodi

Per la definizione delle proprietà degli elementi D2 si agisce, in modo analogo a

quanto visto per i nodi, ovvero, mediante la definizione di un elemento D2 prototipo, che contiene un gruppo di proprietà da assegnare, mediante gli appositi comandi, ad uno o più elementi D2 della struttura.

Assegnate le proprietà ad uno o più elementi, è possibile modificare il prototipo e quindi assegnare un nuovo gruppo di proprietà ad altri elementi della struttura.

Le proprietà essenziali di un elemento D2 sono le seguenti: (Fig. 78)

- Tipo di comportamento;
- Sezione;
- Materiale;
- Svincoli;
- Orientamento;
- Posizionamento;



Fig. 78 – Tabella proprietà elementi D2

E' possibile, pertanto, definire le seguenti tipologie utilizzate nella realizzazione del modello:

- Trave: Tipologia che comprende gli elementi trave e pilastro;
- Fondazione: Tipologia che comprende gli elementi trave su suolo elastico alla

Winkler;

A tal proposito è necessario definire la Costante di sottofondo (Coefficiente di Winkler):

- $K_{terr. vertic.}$: Costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) verticale;
- $K_{terr. orizz.}$: Costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) orizzontale;

Il comportamento del terreno alla Winkler viene assimilato a quello di un letto di molle tra loro indipendenti.

Si ammette che il mezzo in superficie reagisca proporzionalmente ai carichi applicati secondo la relazione

$$\mathbf{q=kw} \quad (6.1)$$

in cui

q è il carico applicato;

k è il modulo di reazione del terreno (daN/cm³);

w è lo spostamento verticale in un punto.

Per cui la teoria si basa sull'ipotesi di proporzionalità tra sforzi e deformazioni. La costante di proporzionalità data dalla relazione

$$\mathbf{k=q/w \text{ (daN/cm}^3\text{)}} \quad (6.2)$$

è chiamata modulo di reazione del terreno.

In linea generale si può ammettere che in pratica k può variare tra 0.5 e 16 daN/cm³.

6.4 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

La modellazione dell'interazione terreno-struttura avviene mediante l'utilizzo del modulo geotecnico che consente il calcolo della costante elastica di Winkler e il calcolo della portanza per fondazioni superficiali e profonde.

Il modulo geotecnico esegue il calcolo dei seguenti parametri per fondazioni superficiali e profonde:

- Costanti di Winkler;
- Portanza del terreno di fondazione;
- Cedimenti del terreno di fondazione.

Il modulo geotecnico consente, tramite le stratigrafie del terreno e le caratteristiche di ogni strato, di calcolare le costanti di Winkler e di aggiornare in modo automatico i valori in Pro_SAP. E' inoltre possibile calcolare la portanza del terreno di fondazione e farne la verifica di sicurezza. La definizione dell'archivio di stratigrafie del terreno di fondazione si effettua utilizzando il comando *Stratigrafia*, che permette di accedere alla finestra *Stratigrafia terreno*. (Fig. 79)

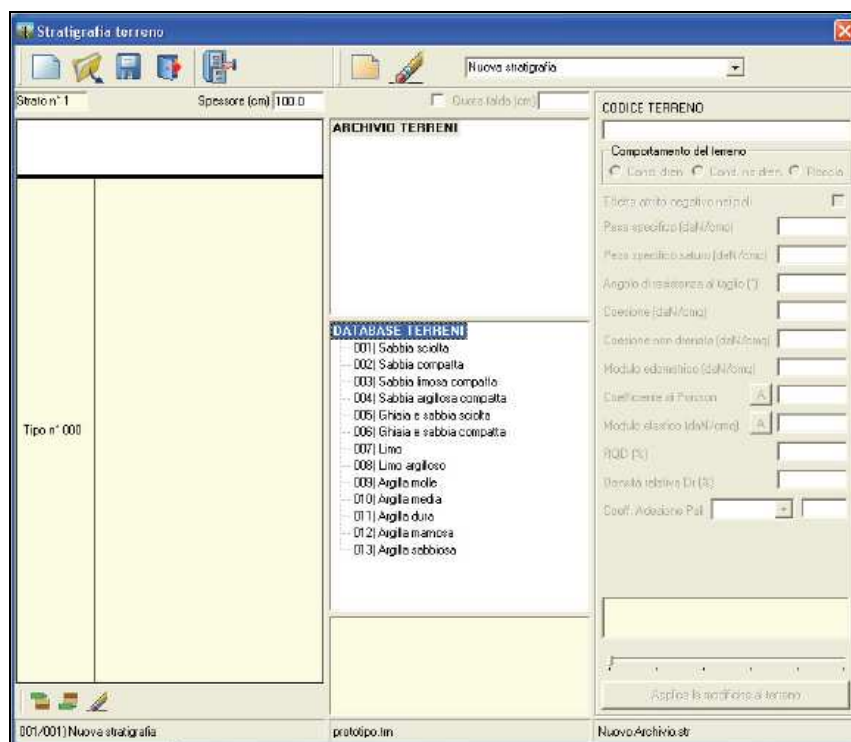


Fig. 79 – Stratigrafia del terreno

Per la definizione dell'archivio delle stratigrafie è necessario disporre dell'archivio dei terreni.

Se all'atto dell'ingresso nella finestra *Stratigrafia terreno* non è presente alcun archivio di terreni, attivando il comando *Nuovo archivio stratigrafia*, il programma carica in modo automatico l'archivio di prototipo contenuto nella cartella propria del programma.

Per accedere alla finestra di definizione o modifica dell'archivio dei terreni è sufficiente attivare il comando *Database terreni* presente all'interno della finestra *Stratigrafia terreno* e definire il terreno oggetto di calcolo trascinando il tipo di terreno scelto, se ne possono scegliere anche più di uno, dal database all'interno dell'archivio terreni definendone, le proprietà e lo spessore.

Così facendo si può definire la stratigrafia presente al di sotto della struttura ed applicarla al di sotto della trave di fondazione.

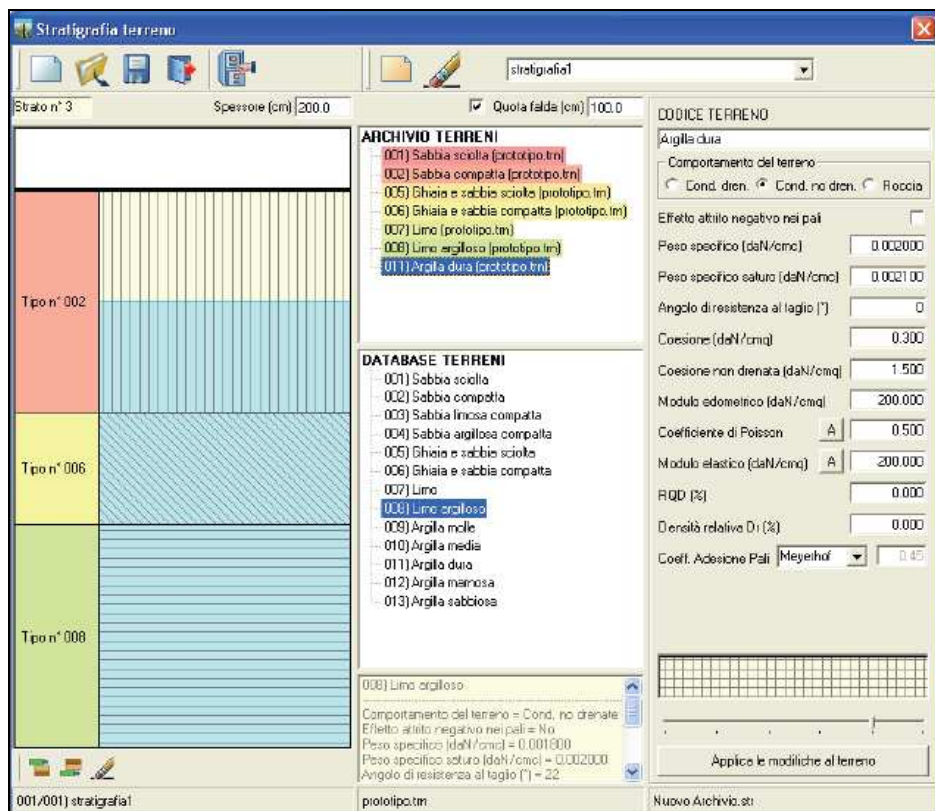


Fig. 80 – Stratigrafia del terreno: esempio

6.5 DEFINIZIONE E APPLICAZIONE DEI CASI DI CARICO

PRO_SAP permette la gestione e l'applicazione dei carichi alla struttura, solamente se questi si trovano all'interno dei Casi di carico.

I casi di carico sono archivi contenenti uno o più carichi applicati ad uno o più oggetti anche di tipo diverso (elementi D2, elementi D3, ecc...), ma di tipologia omogenea (ad es. caso di carico con carichi dovuti al peso proprio della struttura, caso di carico con carichi di tipo permanente, ecc...).

Il programma consente l'utilizzo di diversi tipi di casi di carico.

Per la definizione dei casi di carico è necessario attivare il seguente comando:

Dati di carico ► *Casi di carico* che attiva la *Tabella dei casi di carico*.(Fig. 81)



Fig. 81 – Tabella casi di carico

La realizzazione del modello di una struttura in PRO_SAP prevede, nella fase di assegnazione dei carichi, una volta definito l'archivio dei casi di carico e necessariamente quello dei carichi generici, l'assegnazione di questi agli oggetti del modello. In particolare, nel caso oggetto del calcolo, potranno essere assegnati:

- I carichi agenti sui nodi della struttura;
- I carichi agenti sugli elementi D2 della struttura;

L'assegnazione dei carichi generici avviene mediante la definizione del carico corrente, del caso di carico corrente, o del riferimento corrente, effettuabile all'interno della relativa finestra di dialogo, che riporta:

- La cornice che contiene il carico genericamente selezionato;
- Il caso di carico genericamente selezionato;
- I carichi generici presenti nel riferimento corrente;
- I casi di carico presenti nel riferimento corrente;

L'assegnazione dei carichi e dei casi di carico agli oggetti della struttura può essere realizzata con differenti modalità, in base alla quantità e tipologia dei carichi e casi di carico, di oggetti a cui applicare gli stessi e in base alle preferenze dell'utente.

Nel caso in cui si desideri applicare uno o più carichi generici ad uno o più elementi di tipologia omogenea (solo D2, solo nodi, ecc..), la modalità più comune di attivazione della finestra del riferimento è la seguente:

- Eseguire la selezione di uno o più oggetti di *tipologia omogenea* (solo nodi, solo D2, ecc..) su cui si desidera applicare uno o più casi di carico contenenti uno o più carichi;
- Premere 2 volte il tasto destro del mouse per fare apparire il menu a puntatore e selezionare il comando *Setta Riferimento*;
- Nella Tabella dei carichi applicabili definire il *Carico corrente* e il *Caso di carico corrente*, se si desidera applicare unicamente il singolo carico all'interno del singolo caso di carico definito, il *Riferimento corrente*, se si desidera applicare contemporaneamente più carichi all'interno di più casi di carico.

Per la definizione del riferimento, è necessario trascinare con il mouse, uno per volta, i carichi generici di interesse, all'interno dei relativi casi di carico; per visualizzare i carichi posizionati nei casi di carico è sufficiente fare clic con il mouse sul segno + che compare a fianco dei casi di carico. (Fig. 82)

Infine chiudendo la finestra sopra visualizzata e premendo il tasto destro del mouse e selezionando:

- *Somma Carico* se si desidera aggiungere, ai carichi già presenti sull'oggetto/i selezionato/i, il carico corrente nel caso di carico corrente;

- *Somma Riferimento* se si desidera aggiungere, ai carichi già presenti sull'oggetto/i selezionato/i, il riferimento corrente;

- *Assegna Riferimento* se si desidera sostituire ai carichi applicati all'oggetto/i selezionato/i, quelli presenti nel riferimento corrente;

In questo modo si applicano i carichi alla struttura oggetto di calcolo.

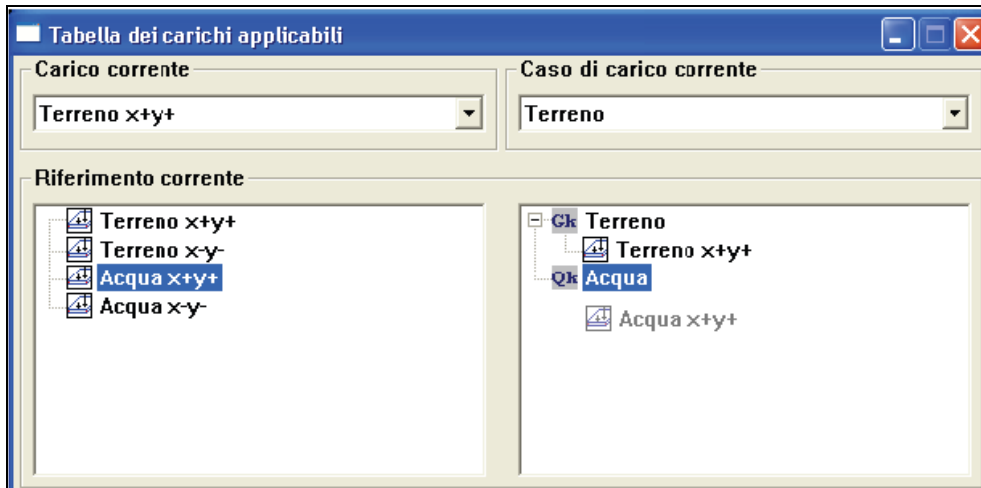


Fig. 82 – Tabella dei carichi applicabili

6.6 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico possono essere definite, indifferentemente, nel contesto di assegnazione dei carichi, oppure nel contesto di visualizzazione dei risultati. Se definite nel contesto di assegnazione dei carichi, è possibile visualizzare sulla struttura i carichi applicati in combinazione.

Per la definizione delle combinazioni, nel contesto di assegnazione dei carichi è necessario attivare i seguenti comandi visualizzata la *Tabella delle combinazioni* che riporta i seguenti dati:

- *Caso di carico selezionato*: è una finestra di testo che riporta il nome del caso di carico selezionato; si attiva selezionando il caso di carico di interesse, nelle relative colonne (LC1, LC2, LC3, ecc.);

- *Tipo combinazione*: sono finestre di testo che riportano rispettivamente, la tipologia della combinazione (T. AMM., SLU, ecc..) e il nome della combinazione selezionata; si attivano selezionando la combinazione d'interesse, nella colonna *Combinazione*;

- *La tabella dei casi di carico* che riporta: (Fig. 83)

- nella prima colonna le combinazioni definite;
- nelle colonne successive i casi di carico definiti nell'archivio, con il relativo coefficiente moltiplicatore; tale coefficiente definisce la riduzione o l'amplificazione con cui il relativo caso di carico entra nella combinazione d'interesse (se s'introduce il valore 1.0, il caso di carico relativo è considerato interamente nella combinazione).

Il file generato, contiene, quindi,:

- in ogni riga una combinazione;
- nella prima colonna il nome delle combinazioni;
- nella seconda colonna il codice di individuazione del tipo di combinazione (Tensioni ammissibili, Stati limite ecc.);

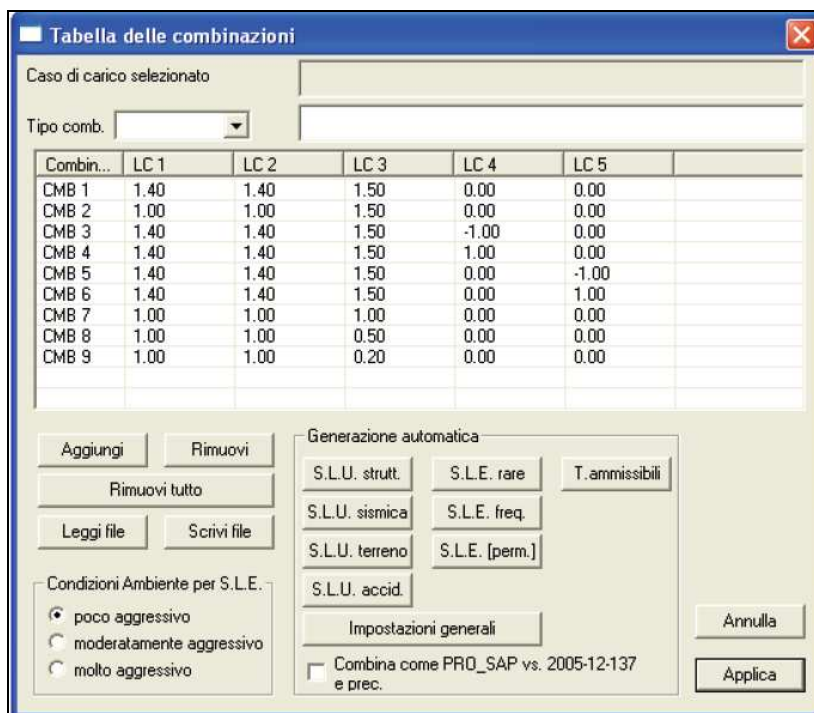


Fig. 83 – Tabella delle combinazioni di carico

Nella tabella seguente sono riportati i codici relativi ai tipi di combinazione:

Tipo di combinazione	Codice
Tensioni ammissibili	0
Stati Limite Ultimi	1
Stati Limite di Esercizio - rara	2
Stati Limite di Esercizio - frequente	3
Stati Limite di Esercizio - permanente	4
SLU Accidentali per la resistenza al fuoco	5
Stati limite di Danno	6
Pushover	7
SLU A1(Terreno)	8
SLU A2(Terreno)	9
SLU Galleggiamento (Terreno)	10

Una volta generato il file delle combinazioni ed applicato al modello oggetto di calcolo, si può procedere all'ultima fase: l'esecuzione dell'analisi.

6.7 PROGETTAZIONE E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTURALI

La progettazione degli elementi strutturali avviene sulla base delle combinazioni dei casi di carico e della definizione di tutte le proprietà degli elementi.

Ad ogni elemento strutturale, infatti, può essere associato un *criterio di progetto* (come già detto il criterio di progetto è una proprietà dell'elemento). Grazie al criterio di progetto è possibile controllare tutti i parametri della progettazione e della verifica per gli elementi.

Il programma consente per mezzo di mappe, diagrammi e tabelle l'esaustivo controllo dello stato di progetto della struttura.

Si passa, pertanto, nel contesto di Esecuzione analisi che consente l'accesso a tutte le attività previste per la determinazione dello stato tensio-deformativo della struttura con l'attivazione del contesto di Visualizzazione risultati che consente il controllo dello stato tensio-deformativo della struttura e quindi la possibilità di verificare se il modello realizzato ha portato a risultati soddisfacenti secondo la normativa di riferimento.

CAPITOLO 7

CALCOLO STRUTTURALE DI UN SOTTOVIA SCATOLARE STRADALE

7.1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento di uno scatolare a spinta che sottopassa un rilevato stradale nel Comune di Cesena.

Il tracciato, che si sviluppa in una zona pianeggiante, è a carreggiata unica bidirezionale di categoria C1 costituito cioè da una corsia e da una banchina per senso di marcia, di larghezza rispettivamente pari a 3.00 m e 1.50 m.

Lo scatolare, oggetto di calcolo, avrà le seguenti dimensioni: (*Tabella 7.1*)

Larghezza totale del monolito ai fili esterni (B_m) [m]	12.40
Altezza totale del monolite (H_m) [m]	6.40
Spessore soletta superiore (S_s) [m]	0.40
Spessore soletta inferiore (S_i) [m]	0.40
Spessore ritti (S_r) [m]	0.40

Tabella 7.1 - Specifiche dello scatolare

Lo scatolare risulta gravato dall'attraversamento stradale che avviene perpendicolarmente all'asse longitudinale della struttura.

Le solette superiore ed inferiore, in particolare, avranno uno spessore pari a 0.40 m e verranno realizzate in continuità con i piedritti, di spessore pari a 0.40 m, creando una luce netta interna pari a 12.00 m. (Fig. 84)

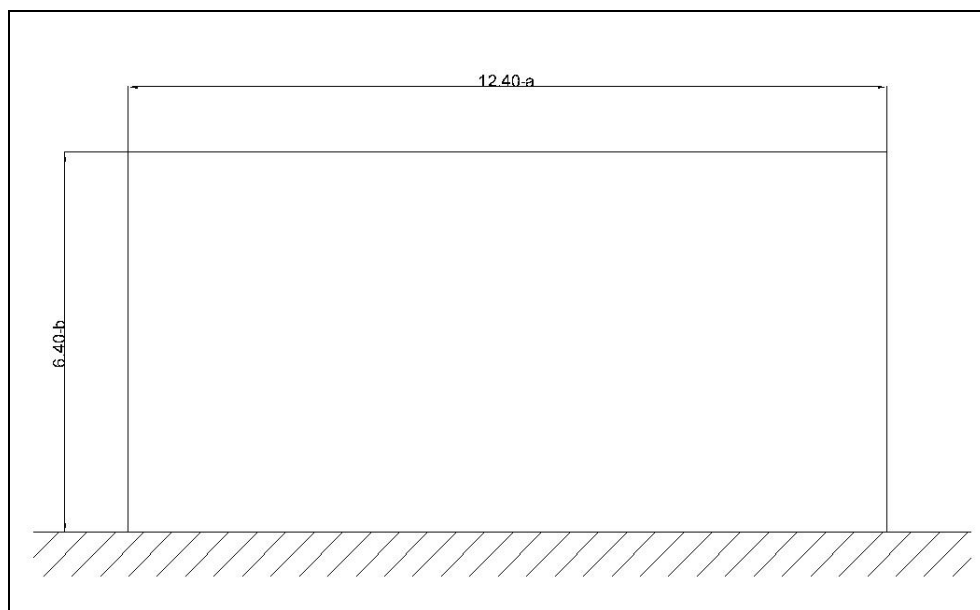


Fig. 84 – Sezione scatolare

La struttura è studiata nel suo complesso bidimensionalmente al fine di analizzare con completezza sia la geometria sia i carichi.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata in zona sismica con l'aggiunta del carico di tipo stradale, secondo quanto previsto nel D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

7.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

Opere in c.a. e strutture metalliche

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 14/01/2008 (G.U. n.47 del 26/02/2009);
- D.L. 30.12.2008 n. 207, conv. con modificazioni con L. 27/02/2009 n. 14;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;

- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

Strade

- D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade;
- D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”;
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;

- D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;
- D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell'articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85;
- D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale;
- L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale;
- D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada;
- L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada;
- D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili;
- Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane.

Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

7.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione della struttura si utilizzano i seguenti materiali:

Calcestruzzo classe C28/35 (Tabella 7.2)

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 16.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione elastica	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 1.98 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità (E)	25.00 KN/ mm ²
Coefficiente di Poisson (ν)	0.20
Peso specifico (γ _c)	25000 N/m ³

Tabella 7.2 – Caratteristiche calcestruzzo

Acciaio per cemento armato (Tabella 7.3)

Si utilizza per le armature acciaio del tipo B450C, controllato in stabilimento, che ha le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ Mpa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ Mpa}$
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7\%$
Rapporto f_t / f_y	$1,13 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto f_y misurato / f_y nom	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica	$\sigma_c = 0.80 * f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2$

Tabella 7.3 – Caratteristiche Acciaio per cemento armato

Come prescritto dalla Circolare applicativa e dalla Normativa attuale vigente, il valore del copriferro è valutato in funzione della classe di esposizione e della vita nominale dell'opera.

Nel caso specifico si fa riferimento alla classe di esposizione XC4 e quindi ad ambiente aggressivo.

La vita nominale (VN) dell'opera è di 50 anni.

Pertanto il copriferro minimo risulta di 50 mm, valido per tutte le parti della struttura, considerando anche le tolleranze di posa.

7.4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Per il calcolo della struttura si utilizzano i parametri geotecnici relativi al terreno entro cui verrà inserito lo scatolare, che è del tipo Sabbia Compatta.

Caratteristiche del terreno (Tabella 7.4)

Peso specifico (γ) [kN/ m ³]	20.00
Angolo di attrito (ϕ) [°]	28.00
Coefficiente di spinta a riposo	0.53

Tabella 7.4 – Caratteristiche del terreno

Con riferimento ai parametri geotecnici per le costanti di Winkler sono stati assunti i seguenti valori:

$$k_v = 1.02 \text{ Kg/cm}^3 \quad (7.1)$$

$$k_o (= 1 - \sin \phi) = 0.53 \text{ Kg/cm}^3 \quad (7.2)$$

Per quanto riguarda la classificazione sismica il terreno interessato dall'opera si attribuisce una categoria di suolo tipo C e Classe topografica T1.

7.5 CRITERI DI CALCOLO: DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le verifiche sono condotte col metodo semi-probabilistico come prescritto dalla normativa vigente D.M. 14/01/2008.

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al paragrafo 3.2.1 della normativa, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel paragrafo 7.1 della norma stessa.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio sono rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi sono rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel paragrafo 7 della norma e sono soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) si intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al paragrafo 4.1.2.2.5 della norma.

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

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera da realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del paragrafo 7.9.2. della norma, assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (paragrafo 7.9.2.1 della norma), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica il comportamento elastico. Queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

L'azione sismica, agente, in particolare, sui piedritti dello scatolare, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione dell'azione sismica.

Pertanto è necessario localizzare il sito oggetto d'intervento, definendo la categoria del sottosuolo, la classe topografica, il fattore di struttura e il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato.

Quest'ultimo viene così calcolato:

- Si considera la vita nominale (VN) dell'opera pari a 50 anni, la classe d'uso è la III con coefficiente d'uso $C_u = 1,5$ (come definito nella Tab. 2.4.II del paragrafo 2.4.3 della norma);
- Perciò il periodo di riferimento (VR) per l'azione sismica vale:
$$VR = VN \cdot C_u = 75 \text{ anni}$$
- I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento PVR valgono:
$$PVR (SLV) = 10\% \text{ (come definito nella Tab. 3.2.I del paragrafo 3.2.1 della norma)}$$
- Quindi il periodo di ritorno dell'azione sismica TR espresso in anni, vale:

$$TR(SLV) = \frac{VR}{\ln(1 - PVR)} = 712 \text{ anni} \quad (7.3)$$

Attraverso il tempo di ritorno e l'ausilio delle tabelle riportate nell'Allegato B della NTC si possono definire le caratteristiche sismiche a_g , F_0 , T^*_c . Tali parametri, nel caso specifico sono stati ricavati, sia per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, sia per lo Stato Limite al Danno, utilizzando il sw *Spettri-NTVver.1.0.3.xls* rilasciato dal Consiglio Superiore dei lavori Pubblici, che si sviluppa nelle seguenti fasi: (Fig. 85)

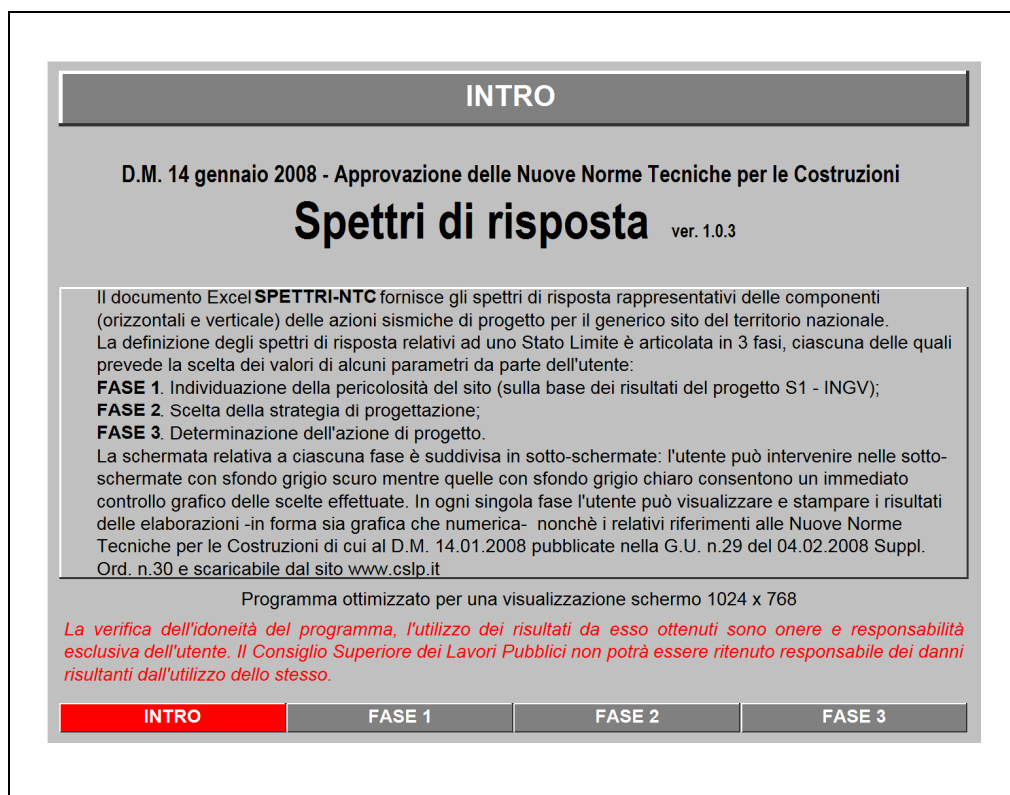


Fig. 85 – “Introduzione”

Nella “Fase 1” viene individuato la pericolosità del sito con la definizione della Latitudine e Longitudine, che per il Comune di Cesena sono Lat: 44,1571 e Long: 12,265. (Fig. 86)

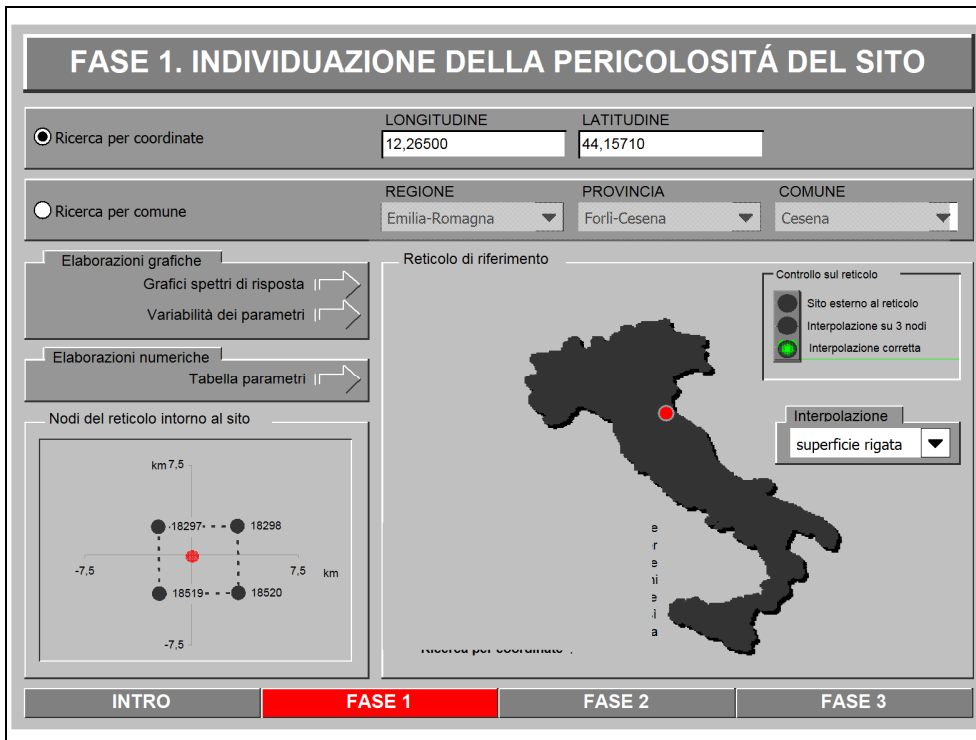


Fig. 86 – “Fase 1”

Nella “Fase 2” viene scelta la strategia di progettazione, ovvero considerando $V_N = 50$ anni e $C_u = 1,5$, come sopra enunciato. (Fig. 87)

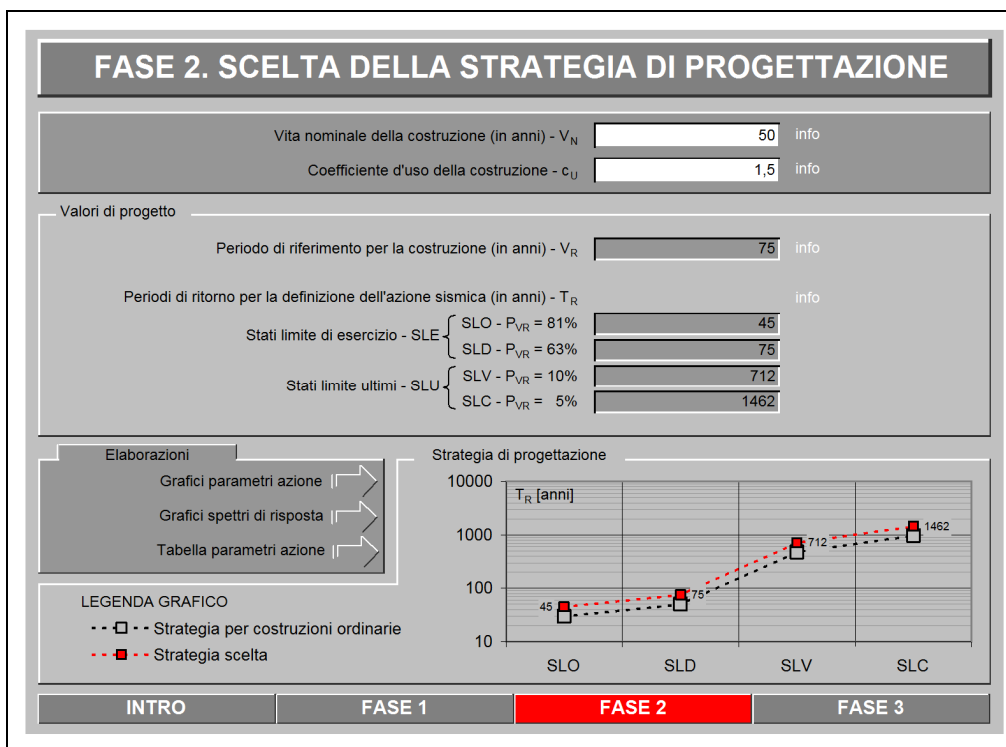


Fig. 87 – “Fase 2”

Si ricavano i parametri sismici caratteristici, quali: (Fig. 88)

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Valori dei parametri a_g, F_0, T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL				
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,070	2,423	0,276
SLD	75	0,088	2,421	0,286
SLV	712	0,223	2,441	0,312
SLC	1462	0,286	2,447	0,321

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Fig. 88 – Tabella parametri azione

Infine la Fase 3 determina l'azione di progetto per la quale vengono definiti la Categoria del sottosuolo e la Categoria topografica, nonché il fattore di struttura:

- il sottosuolo su cui insiste l'opera è inserito nella categoria C;
- la zona topografica è ascrivibile alla categoria T1;
- il valore del fattore di struttura $q_0=1$ in ottemperanza alla Tab.7.9.I della vigente Normativa. Lo stesso valore è attribuito al fattore q della componente verticale come previsto per gli impalcati al paragrafo 7.9.5.3 della norma.

In funzione di queste scelte, i parametri ed i punti degli spettri di risposta orizzontale allo SLD sono i seguenti: (Fig. 89 e Fig. 90)

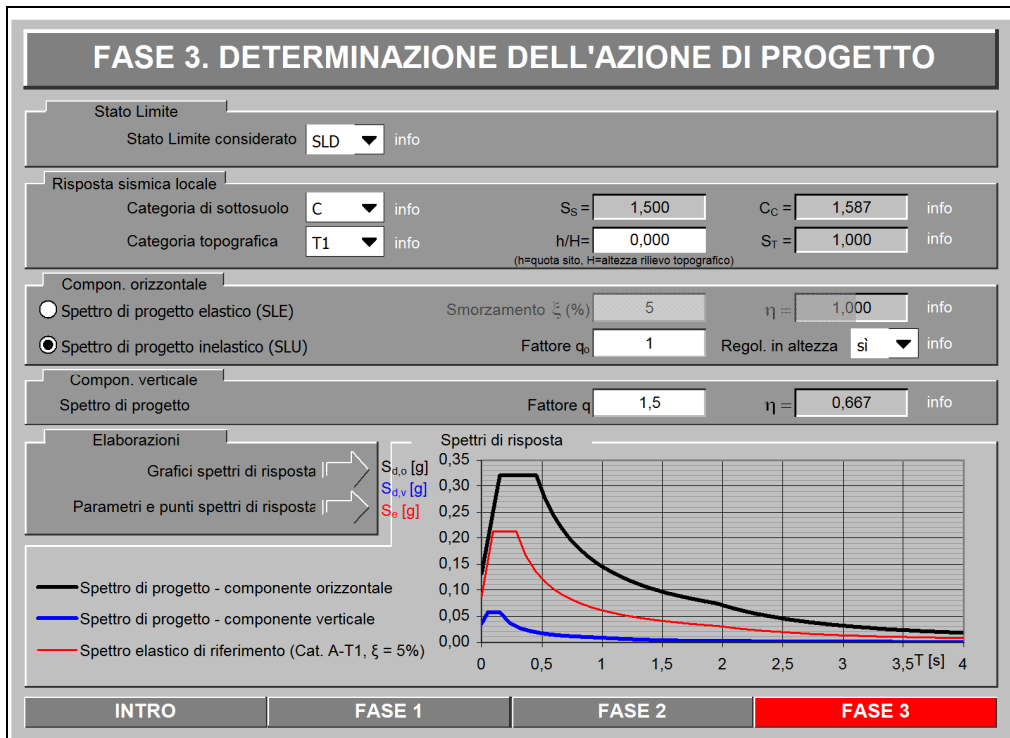


Fig. 89 – “Fase 3” : SLD

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,088 g
F_o	2,421
T_C	0,286 s
S_S	1,500
C_C	1,587
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,151 s
T_C	0,454 s
T_D	1,953 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,132
T_B ←	0,151	0,320
T_C ←	0,454	0,320
	0,525	0,277
	0,596	0,244
	0,668	0,218
	0,739	0,197
	0,811	0,179
	0,882	0,165
	0,953	0,152
	1,025	0,142
	1,096	0,133
	1,168	0,125
	1,239	0,117
	1,310	0,111
	1,382	0,105
	1,453	0,100
	1,525	0,095
	1,596	0,091
	1,667	0,087
	1,739	0,084
	1,810	0,080
	1,882	0,077
T_D ←	1,953	0,074
	2,050	0,068
	2,148	0,062
	2,245	0,056
	2,343	0,052
	2,440	0,048
	2,538	0,044
	2,635	0,041
	2,733	0,038
	2,830	0,035
	2,928	0,033
	3,025	0,031
	3,123	0,029
	3,220	0,027
	3,318	0,026
	3,415	0,024
	3,513	0,023
	3,610	0,022
	3,708	0,021
	3,805	0,020
	3,903	0,019
	4,000	0,018

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell

Fig. 90 – Parametri e punti dello spettro di risposta al SLD

Mentre i parametri ed i punti degli spettri di risposta orizzontale allo SLV sono i seguenti: (Fig. 91 e Fig. 92)

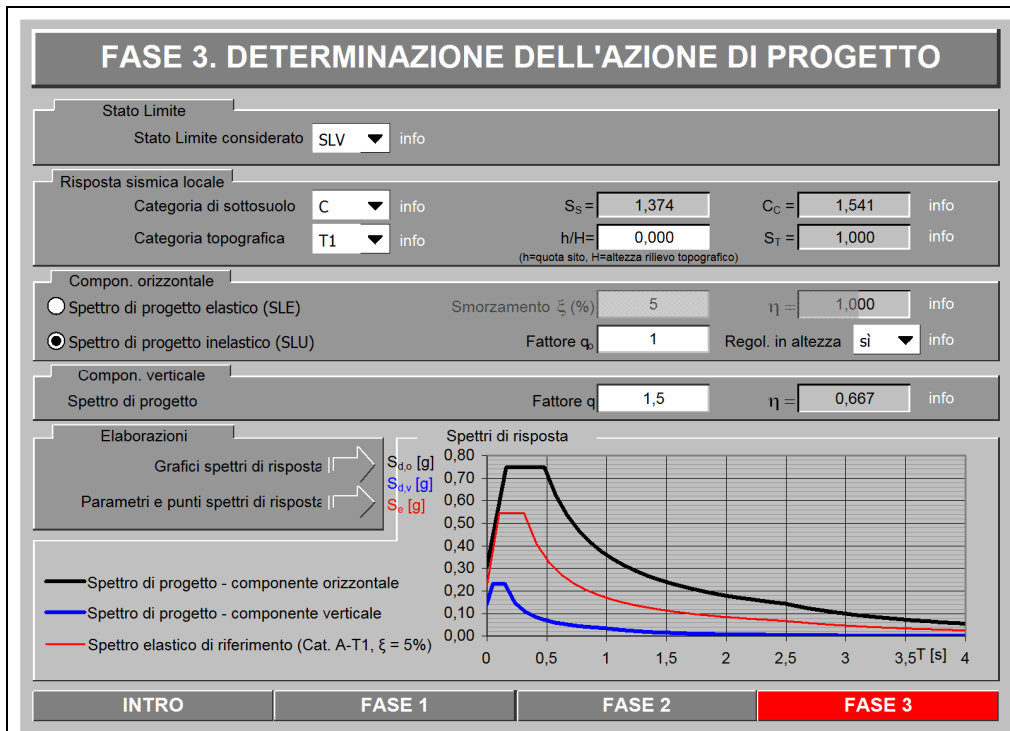


Fig. 91 – “Fase 3” : SLV

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,223 g
F_o	2,441
T_C	0,312 s
S_S	1,374
C_C	1,541
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,374
η	1,000
T_B	0,161 s
T_C	0,482 s
T_D	2,491 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,306
T_B ←	0,161	0,747
T_C ←	0,482	0,747
	0,577	0,623
	0,673	0,534
	0,769	0,468
	0,864	0,416
	0,960	0,375
	1,056	0,341
	1,151	0,312
	1,247	0,288
	1,343	0,268
	1,438	0,250
	1,534	0,234
	1,630	0,221
	1,725	0,208
	1,821	0,197
	1,917	0,188
	2,013	0,179
	2,108	0,171
	2,204	0,163
	2,300	0,156
	2,395	0,150
T_D ←	2,491	0,144
	2,563	0,136
	2,635	0,129
	2,707	0,122
	2,778	0,116
	2,850	0,110
	2,922	0,105
	2,994	0,100
	3,066	0,095
	3,138	0,091
	3,210	0,087
	3,281	0,083
	3,353	0,080
	3,425	0,076
	3,497	0,073
	3,569	0,070
	3,641	0,068
	3,713	0,065
	3,784	0,063
	3,856	0,060
	3,928	0,058
	4,000	0,056

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Fig. 92 – Parametri e punti dello spettro di risposta al SLV

I risultati così ottenuti, consentono di valutare S , che è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \times S_T \quad (\text{Relazione 3.2.5 della NTC})$$

Essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V della NTC) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI della NTC).

Analizzando i parametri dello spettro di risposta orizzontale allo stato SLV si ricava:

$$S = 1,374$$

$$a_g = 0,223 \text{ g}$$

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.4)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (7.5)$$

dove:

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

g = accelerazione di gravità.

L' accelerazione orizzontale massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max} (SLV) = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.30 \text{ g} \quad (7.6)$$

Per la struttura in esame, lo scatolare, si considera $\beta_m = 1$.

I due coefficienti sismici valgono:

$$(\text{SLV}) \quad k_h = 0.0305 \quad \text{e} \quad k_v = 0.015$$

$$(\text{SLD}) \quad k_h = 0.013 \quad \text{e} \quad k_v = 0.007$$

7.6 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI SUL SOTTOVIA SCATOLARE

7.6.1 Definizione dei Carichi Permanenti

Le azioni permanenti agenti sulla struttura sono, come definito dalla normativa:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- Peso del terreno;
- Carichi permanenti portati, quale la pavimentazione stradale.

Peso proprio degli elementi strutturali

$$S_i \times \gamma_c = 0,40 \times 25 = 10 \frac{KN}{m^2} \quad (7.7)$$

dove,

γ_c = peso specifico del calcestruzzo

S_i = spessore elementi strutturali

Peso dovuto al terreno

Si considera il peso specifico del terreno pari a $\gamma_t = 20 \text{ KN/mc}$, pertanto, fissato pari ad 1 mt lo spessore del terreno sovrastante lo scatolare, si ha: (Fig.93)

$$P_t = 20 \times 1 = 20 \frac{KN}{m^2} \quad (7.8)$$

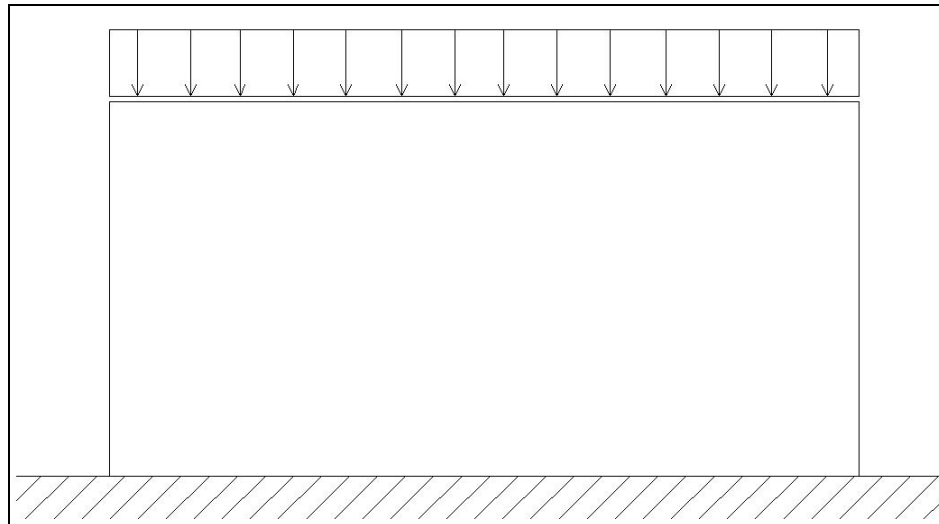


Fig. 93– Carico distribuito dovuto al terreno

Peso dovuto alla pavimentazione stradale

Il pacchetto stradale viene considerato come carico permanente portato che grava sulla soletta superiore ed ha uno spessore complessivo pari a 62 cm, costituito da uno strato di fondazione in stabilizzato granulometrico di 30 cm, da una base in misto cementato di 20 cm, da uno strato di collegamento in conglomerato bituminoso di 8 cm e da un'usura di 4 cm, come mostrato in figura (Fig. 94):

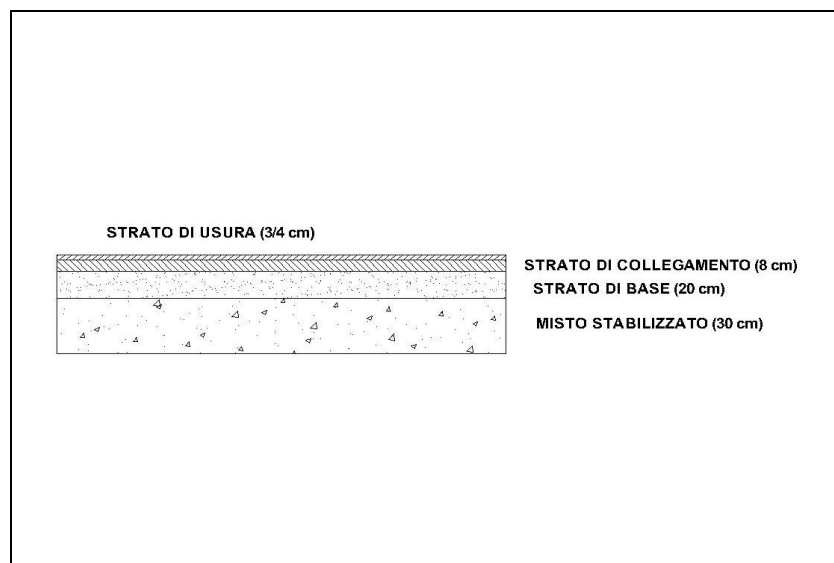


Fig. 94 – Pacchetto stradale

Perciò il carico dovuto alla pavimentazione stradale risulta: (Fig. 95)

$$P_s = 15 \frac{KN}{m^2} \quad (7.9)$$

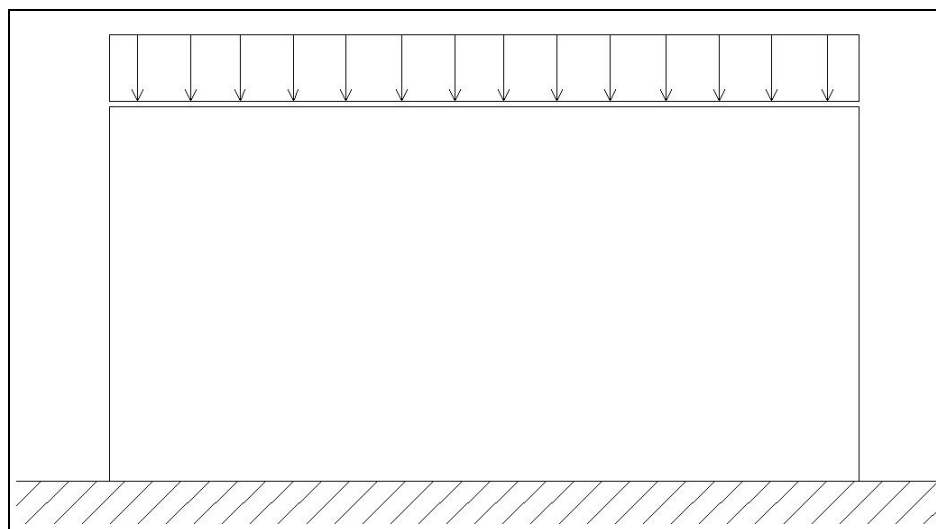


Fig. 95 – Carico distribuito dovuto al pacchetto stradale

7.6.2 Definizione della spinta del terreno

Il terreno a ridosso dello scatolare è caratterizzato dai parametri geotecnici indicati nel paragrafo 7.4 della presente relazione.

A favore di sicurezza si assume un terreno omogeneo su tutta la profondità con le seguenti specifiche:

$$\gamma_t = 20 \frac{KN}{m^3}$$

$$\Phi' = 28^\circ;$$

$$c' = 0 \text{ kPa};$$

da cui risulta un coefficiente di spinta a riposo pari a $k_0 = 0.53$.

Le spinte agenti sui piedritti, destro e sinistro, vengono calcolate considerando una distribuzione triangolare (Fig. 96), avente una pressione minima in corrispondenza dello 0,0 del piano di campagna e una massima in corrispondenza della base del piedritto, pertanto la pressione max viene così definita:

$$P_{h\max} = \gamma_t \times h \times k_0 = 74,2 \frac{KN}{m^2} \quad (7.10)$$

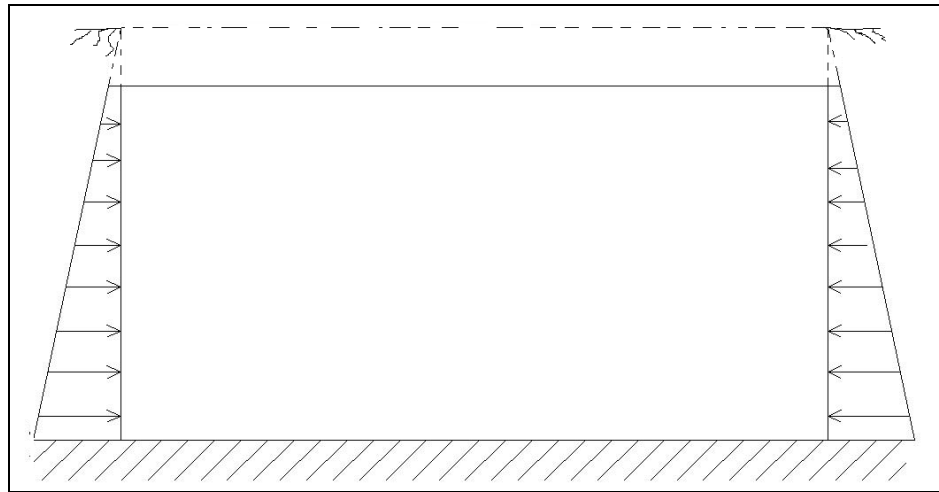


Fig. 96 – Carico triangolare dovuto alla spinta del terreno

7.6.3 Definizione del carico variabile dovuto all'azione variabile da traffico

I carichi variabili agenti sulla soletta superiore e quella inferiore sono dovuti al traffico stradale.

Per definirli si utilizzano gli schemi di carico descritti nel paragrafo 5.1.3.3.3 della NTC, e si sceglie lo *Schema di Carico 1* utilizzando il carico di progetto $Q_{1,k}$, il quale massimizza le sollecitazioni sia per le verifiche globali che locali.

Tale schema è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, ossia il mezzo convenzionale da 600 kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) per la corsia n. 1, come indicato dallo schema.(Fig. 97)

Per tale condizione di carico viene considerata quella più gravosa, ovvero, il carico concentrato $Q_{1,k} = 300$ KN per corsia n°1 come indicato nella tabella 5.1.II del paragrafo 5.1.3.3.5 della NTC.

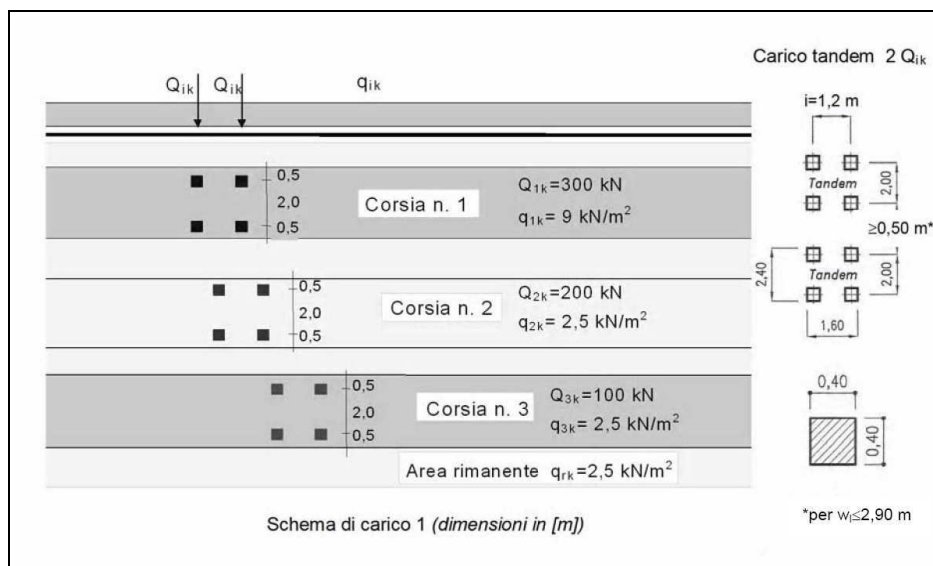


Fig. 97 – Schema di carico 1

Questo schema considera carichi già comprensivi degli effetti dinamici.

Per quanto riguarda la categoria dell'impalcato del sottopasso (in analogia con i ponti stradali) si considera la 1° Categoria e quindi l'applicazione dei carichi avviene con l'intero valore.

I carichi sono ortogonali all'asse dello scatolare e si diffondono fino alla fibra media della soletta dello scatolare secondo il seguente schema: la diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta avviene secondo un angolo di 45° , mentre attraverso il rilevato avviene con un angolo $45^\circ + \Phi/2$, come si vede in figura (Fig. 98)

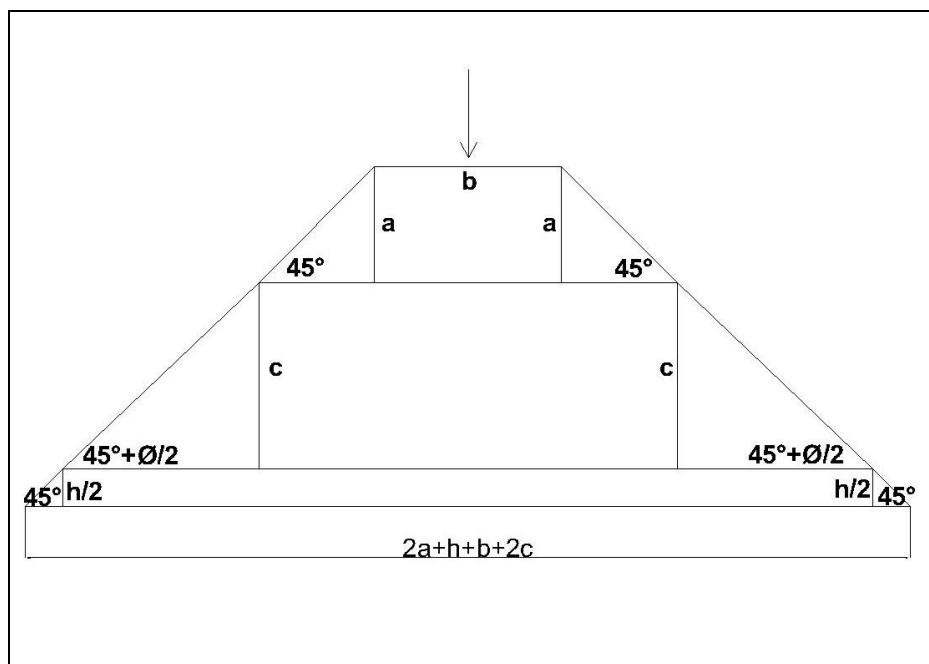


Fig. 98 – Schema: diffusione del carico

Per cui la superficie su cui si diffonde il carico risulta pari a:

$$(2a+h+b+2c) \times (a+t+h/2) = 4,06 \text{ m}^2 \quad (7.11)$$

Infine, quindi, il carico mobile risulta uguale a : (Fig. 99)

$$Q_{1k} = 300 / 16,48 = 18,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \quad (7.12)$$

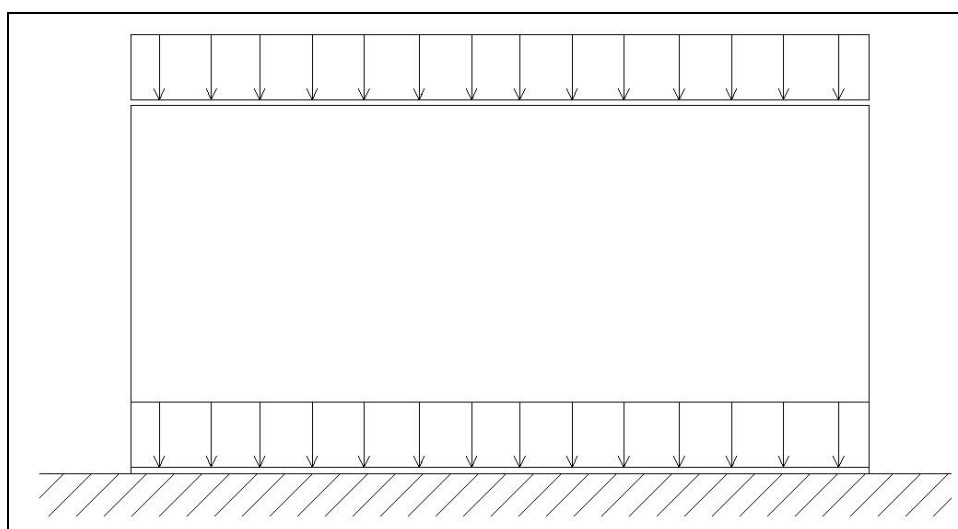


Fig. 99 – Carico distribuito dovuto a Q_{1k} sulle solette

7.6.4 Definizione del Carico Sismico

Con i risultati ottenuti nel paragrafo 7.5 si può calcolare il carico sismico come segue:

$$E = \gamma_t \times a_g \times S \times h = 20 \times 0,223 \times 1,374 \times 6 = 36,77 \frac{KN}{m^2} \quad (7.13)$$

dove,

γ_t = peso specifico del terreno

h = dislivello dal piano di posa dello scatolare al piano di campagna

P_s = peso proprio dell'elemento strutturale

Tale carico sismico viene calcolato considerando i risultati dello spettro di risposta orizzontale allo stato limite SLV. (Fig. 100)

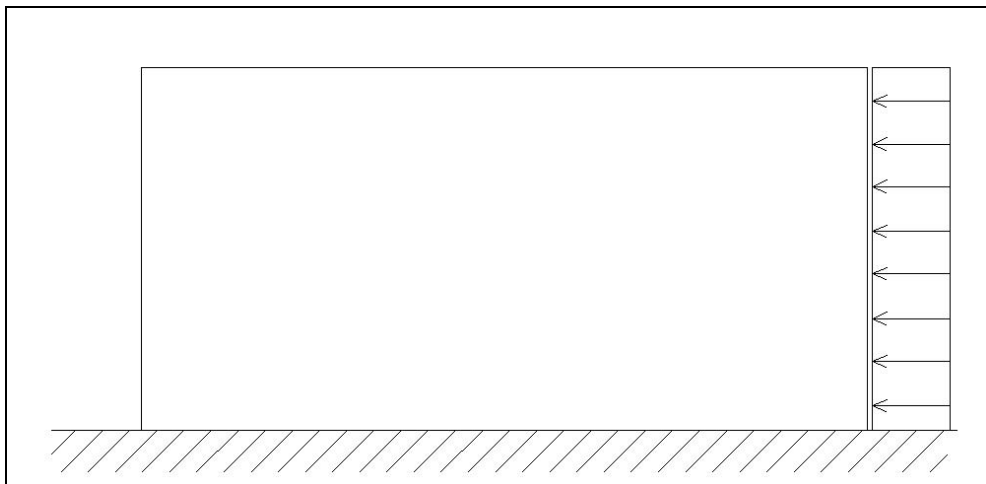


Fig. 100 – Carico distribuito dovuto al sisma

7.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti per i parametri geotecnici e le azioni. (Tabella 7.5 – 7.6 - 7.7)

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO (carico limite)

Carichi	Effetto	Simbolo γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

Tabella 7.5 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 7.6 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1.1$
Resistenza del terreno di valle	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1$	$\gamma_r = 1.4$

Tabella 7.7 - Coefficienti parziali γ_r per le verifiche strutturali agli stati limite ultimi dei muri di sostegno

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR e GEO)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti:

$$\text{STR e GEO)} \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Ricordare, anche, che $E = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y$, come prescritto nel paragrafo 7.3.5 della normativa.

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte: (Tabella 7.5)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	G1k= peso terreno	D2 :da 7 a 12 Azione : vertical earth load at rest Q DG:Fzi=20.00 Fzf=20.00
3	Gk	G2k= carico pav. stradale	D2 :da 1 a 6 Azione : inner road structure DG:Fzi=-15.00 Fzf=-15.00 D2 :da 7 a 12 Azione : inner road structure DG:Fzi=-15.00 Fzf=-15.00
4	Qk	Qk= carico variabile da traffico stradale	D2 :da 1 a 6 Azione : traffic load DG:Fzi=-55.00 Fzf=-55.00 DG:Fzi=-18.00 Fzf=-18.00 D2 :da 7 a 12 Azione : traffic load DG:Fzi=-55.00 Fzf=-55.00 DG:Fzi=-18.00 Fzf=-18.00
5	Gk	G2k=earth load at rest left wall	D2 :da 16 a 18 Azione : left earth load at rest QV:var z - Qy - Area L2=100.00 QV:var z - Qy - Area L2=100.00 QV:var z - Qy - Area L2=100.00
6	Qk	Qk=caricom sismico	D2 :da 13 a 15 Azione : Caricom sismico DG:Fyi=-36.00 Fyf=-36.00
7	Gk	G2k=earth load at rest right wall	D2 :da 13 a 15 Azione : right earth load at rest QV:var z - Qy - Area L2=100.00 QV:var z - Qy - Area L2=100.00
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 G1k= peso terreno partecipazione:1.00 per 3 G2k= carico pav. stradale partecipazione:0.80 per 4 Qk= carico variabile da traffico stradale partecipazione:1.00 per 5 G2k=earth load at rest left wall partecipazione:0.80 per 6 Qk=caricom sismico partecipazione:1.00 per 7 G2k=earth load at rest right wall
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

Tabella 7.5 – Condizioni elementari di carico

I carichi caratteristici sopra elencati (CDC), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Al programma di calcolo devono essere definite le condizioni e le combinazioni elementari di calcolo. Per quanto riguarda le prime sono quelle sopra esposte, mentre per le combinazioni (CMB) sono quelle riportate nella tabella seguente.(Tabella 7.6)

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1 : NORMAL MAX CMB
2	SLU	Comb. SLU A1 2 : REFILL LEFT WALL NO TRAFFIC
3	SLU	Comb. SLU A1 3 : REFILL RIGHT WALL NO TRAFFIC
4	SLU	Comb. SLU A1 4 : NORMAL MIN CMB
5	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 5 : SOIL TEST
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7 : SISMA Y
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8 : SISMA V
8	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 10 : SISMA Y
9	SLU (Terr. A2)	Comb. SLU A2 (SLV sism.) 11 : SISMA V
10	SLE(p)	Comb. SLE (perm) 12
11	SLE(f)	Comb. SLE (freq) 13
12	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 14
13	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 15
14	SLU(acc.)	Comb. SLU(fire)
15	SLU	Comb. SLU A1 17
16	SLU	Comb. SLU A1 18
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism) 8

Cmb	Tipo	Sigla Id
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism) 10
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism) 12

Tabella 7.6 – Combinazioni di calcolo CMB

Nelle precedenti combinazioni di calcolo (CMB) le condizioni elementari di carico (CDC) sono combinate tra loro in modo da generare le massime sollecitazioni per lo SLU e SLE, come da seguente prospetto. (Tabella 7.7)

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...
1	1.35	1.35	1.00	1.45	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0
2	1.35	1.35	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.35	1.35	1.00	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0
4	1.00	1.00	1.00	1.45	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
5	1.00	1.00	1.00	1.25	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
6	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0
7	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0
8	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0
9	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0
10	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
11	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.50	1.00	0.0	0.0
12	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.50	1.00	0.0	0.0
13	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.50	1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
15	1.35	1.35	1.00	1.45	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0
16	1.00	1.00	1.00	1.45	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0
18	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.30	1.00	0.0	0.0
19	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.30	1.00	0.0	0.0

Tabella 7.7 – Coefficienti moltiplicativi per CDE

I valori numerici riportati nelle colonne della tabella precedente indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la Combinazione Elementare è considerata.

7.8 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M. 14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte per elemento strutturale distinto considerando:

- verifica di formazione delle fessure: in sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} . Se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure;
- verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D.M. 14.01.2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta:
combinazione di carico frequente: $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$;
combinazione di carico quasi permanente: $w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$.
- verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$.

La struttura verrà esaminata di seguito per l'intera parte verificabile.

7.8.1 Soletta superiore ed inferiore

Le sollecitazioni massime di calcolo sono: (Fig. 101)

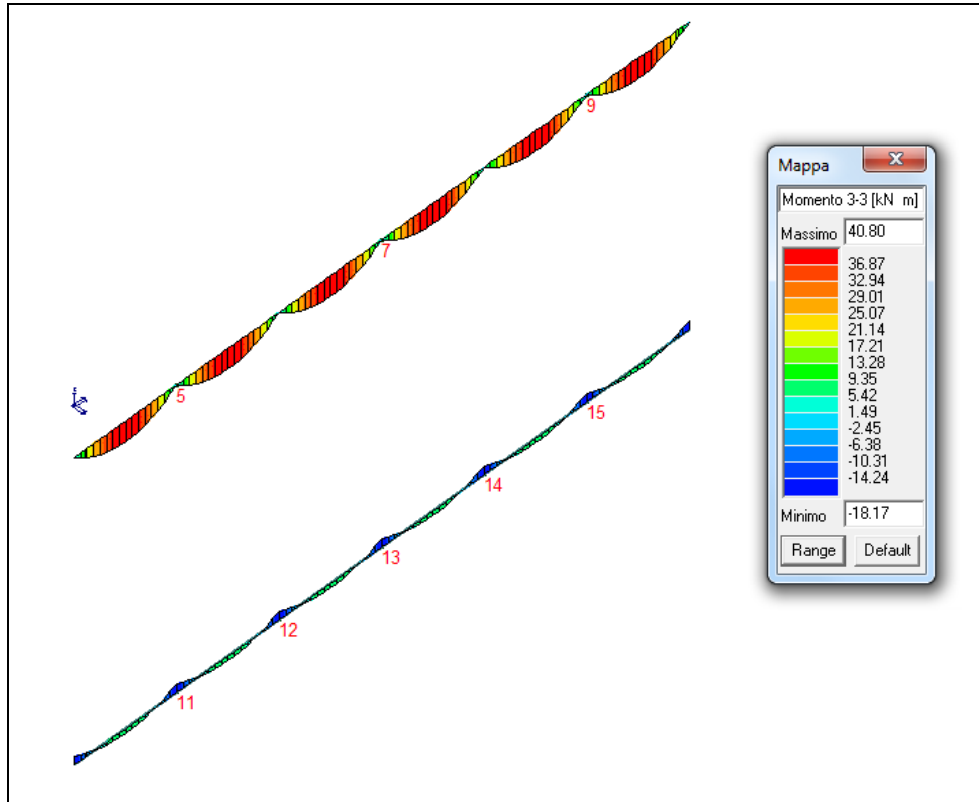


Fig. 101 – Diagramma momenti massimi

Il progetto prevede un'armatura minima di $15,27 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\Phi 18 / 0.15$) nelle due direzioni perpendicolari.

Per le verifiche a taglio ci si riferisce alla tabella seguente: (Tabelle 7.8 – 7.9)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2008					
sezioni generiche					
soletta superiore					
Materiale					
	cls		acciaio		
Rck	45,00 N/mmq	f _{yd}	373,91 N/mmq		
fck	37,35 N/mmq	a	45,00		
fcd	21,17 N/mmq	Q	45,00		
Geometria sezione:					
h	0,40 m	Circolare n			
d	0,35 m				
bw	1,00 m				
Ac	4000,00 cmq				
Asl	15,27 cmq	r1	0,004 ok		
Solllecitazioni					
Ned	32,80 kN	a c	1,004		
Ved	162,79 kN				
Verifica senza armatura			Verifica con armatura		
k	1,707	valore corretto	ARM.TRASV		
vmin	0,524	valore corretto	Asw	0,00 cmq	
r1	0,004	valore corretto	s	0,00 cm	
s cp	0,082 N/mmq	valore corretto			
V rd	186,08 kN		V Rcd		lato cls
V rd	187,59 kN		V Rsd		lato acciaio
V Rd	186,08 kN	OK	V Rd	0,00 kN	NV

Tabelle 7.8 – Verifica a taglio soletta superiore

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2008					
sezioni generiche					
soletta inferiore					
Materiale					
	cls		acciaio		
Rck	45,00 N/mmq	f _{yd}	373,91 N/mmq		
fck	37,35 N/mmq	a	45,00		
fcd	21,17 N/mmq	Q	45,00		
Geometria sezione:					
h	0,40 m	Circolare n			
d	0,35 m				
bw	1,00 m				
Ac	4000,00 cmq				
Asl	15,27 cmq	r1	0,004 ok		
Solllecitazioni					
Ned	63,34 kN	a c	1,007		
Ved	276,28 kN				
Verifica senza armatura			Verifica con armatura		
k	1,707	valore corretto	ARM.TRASV		
vmin	0,524	valore corretto	Asw	10,18 cmq	
r1	0,004	valore corretto	s	15,00 cm	
s cp	0,158 N/mmq	valore corretto			
V rd	190,09 kN		V Rcd	3358,43 kN	lato cls
V rd	191,60 kN		V Rsd	1130,44 kN	lato acciaio
V Rd	190,09 kN	NV	V Rd	1130,44 kN	OK

Tabelle 7.9 – Verifica a taglio soletta inferiore

Per le solette si dispone, quindi, un'armatura a taglio di almeno 2 serie di 4 ferri piegati $\Phi 18 / m$ longitudinale a distanza 15 cm.

Per quanto riguarda le verifiche sismiche SLU (SLV) rientrano nelle casistiche precedentemente esposte. Anche per le verifiche sismiche SLE (SLD) si fa riferimento alle verifiche strutturali in termini di resistenza, secondo quanto riportato al par. 7.3.7.1 della normativa, che sono comprese nelle casistiche precedentemente esposte.

7.8.2 Piedritti

Le sollecitazioni massime di calcolo sono: (Fig. 102)

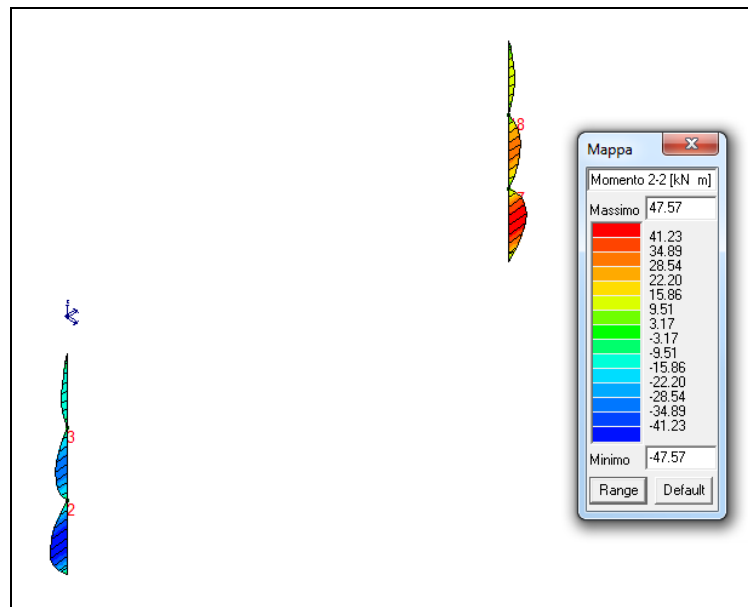


Fig. 102 – Diagrammi momenti massimi

Il progetto prevede un'armatura minima di $15,27 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\Phi 18 / 0.15$) nelle due direzioni perpendicolari.

Si utilizza, inoltre, un'armatura di ripartizione longitudinale $\Phi 12 / 0.20$.

Per le verifiche a taglio ci si riferisce alla tabella seguente: (Tabella 7.10)

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2008					
sezioni generiche					
Materiali					
	cls		acciaio		
Rck	45,00 N/mm ²	f _{yd}	373,31 N/mm ²		
fck	37,35 N/mm ²	a	45,00		
fcd	21,17 N/mm ²	Q	45,00		
Geometria sezione:					
h	0,40 m	Circolare n			
d	0,35 m				
bw	1,00 m				
Ac	4000,00 cm ²	r _l	0,004 ok		
Asl	15,27 cm ²				
Sollecitazioni					
Ned	207,79 kN	a c	1,025		
Ved	54,10 kN				
Verifica senza armatura			Verifica con armatura		
k	1,707	valore corretto	ARM.TRASV		
y _{min}	0,524	valore corretto	Asw	0,00 cm ²	
r _l	0,004	valore corretto	s	0,00 cm	
s _{cp}	0,519 N/mm ²	valore corretto			
V ^r rd	209,05 kN		V ^r Pcd	kN	lato cls
V ^r rd	210,56 kN		V ^r Psd	kN	lato acciaio
V ^r Rd	209,05 kN	OK	V ^r Rd	0,00 kN	NV

Tabella 7.10 – Verifica a taglio piedritti

Non si richiede, quindi, un'armatura a taglio.

Le verifiche a fessurazione non vengono riportate in quanto non vi sono elementi che ne richiedano lo svolgimento.

Per quanto riguarda le verifiche sismiche SLU (SLV) rientrano nelle casistiche precedentemente esposte. Anche per le verifiche sismiche SLE (SLD) si fa riferimento alla verifiche strutturali in termini di resistenza, secondo quanto riportato al par. 7.3.7.1, che sono comprese nelle casistiche precedentemente esposte.

7.9 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche agli stati limite ultimi sono eseguite con riferimento alla seguente combinazione:

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO per le verifiche della
fondazione

UPL per le verifiche a galleggiamento

Per i ponti stradali si utilizza: (Tabella 7.11)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 7.11 - Coefficienti parziali γ per le verifiche agli stati limite ultimi

Combinati con i seguenti per le verifiche a sollevamento: (Tabella 7.12 – 7.13 – 7.14)

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 7.12 - Coefficienti parziali γ_G per le verifiche agli stati limite di sollevamento

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. Parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_y	1	1

Tabella 7.13 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Capacità portante	$\gamma_R=1.8$
Scorrimento	$\gamma_R=1.1$

Tabella 7.14 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Ai fini delle verifiche agli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni:

GEO) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_Q \cdot Q_k \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\Phi))$
utilizzando i valori γ sfavorevoli

UPL) $\Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_Q \cdot Q_k$
utilizzando i valori γ favorevoli o sfavorevoli a seconda del carico considerato

7.9.1 Verifica della Resistenza ai carichi verticali

Considerando il tipo di struttura e la natura del terreno di fondazione, ai fini della verifica della portanza del terreno stesso, non si ritengono significativi gli squilibri dovuti a spinte orizzontali non simmetriche o ad azioni orizzontali applicate alla sommità dello scatolare, quali frenatura o sisma.

7.9.2 Pressioni sul terreno

Le massime pressioni di contatto sul terreno sono le seguenti: (Fig.103)

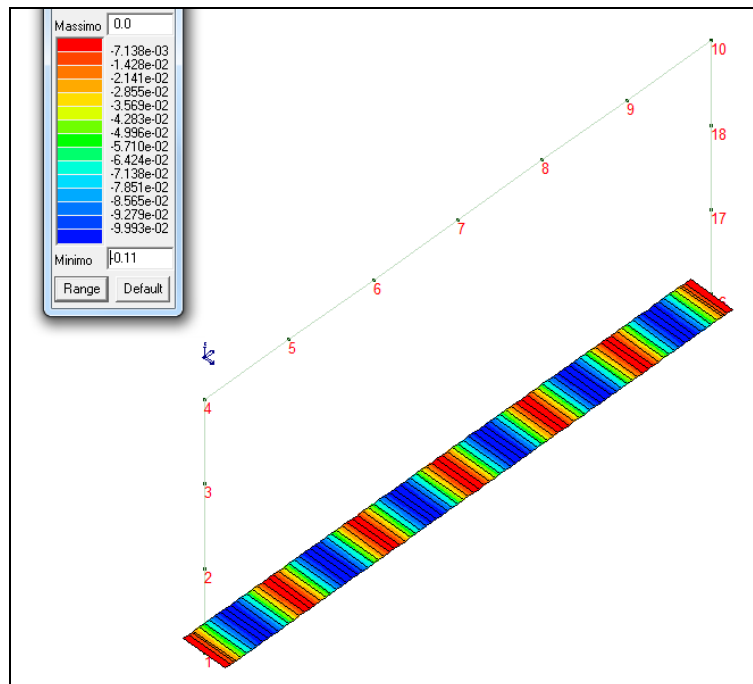


Fig. 103 – Diagramma pressioni di contatto

La verifica relativa alla portanza del terreno di fondazione è condotta in condizione di esercizio (dopo l'esecuzione dei rinterri e delle sovrastrutture).

Le pressioni trasmesse al terreno sono sempre modeste, rispetto alle caratteristiche di resistenza del terreno in sito; tali valori sono largamente inferiori alla resistenza di progetto del terreno di fondazione.

7.9.3 Resistenza di progetto

Si valuta la resistenza di progetto secondo Hansen, considerando una fondazione a platea tipo nelle geometrie delle sezioni indagate. I valori sono i seguenti: (Tabella 7.15)

	NTC2008			
	APPROCCIO 1		APPROCCIO 2	SISMICA
	CMB 1 Rd [kPa]	CMB 2 Rd [kPa]	Rd [kPa]	Rd [kPa]
DRENATE	3181,09	1046,70	1383,08	631,39
NON DRENATE	non det	non det	non det	non det
La valutazione delle Rd è in ottemperanza al NTC2008				

Tabella 7.15 – Valori delle resistenze di progetto

La verifica pertanto è soddisfatta.

BIBLIOGRAFIA

- R. Paccagnella, P. Simonini (1986). **Aspetti d'interazione terreno struttura in un sottopasso a spinta** – L'industria Italiana del Cemento, pp.402- 408.
- I. De Rosa (1993). **Strada a scorrimento veloce in variante alla SS n. 18. Attraversamento ferroviario** - Le Strade, pp. 25-32.
- I. Frascari, C. Piretti (1982). **Costruzione di sottopasso ferroviario prefabbricato con tecnologia di posa in opera "a spinta"**- L'Industria Italiana del Cemento, pp. 17-36.
- E. Ceroni (2002). **Micropali, pali di fondazione: sottopassi e tunnel, plinti bassi quadrati**, pp. 117-144
- L. Badalacco (1994). **Monolite a spinta per sottopasso ferroviario** – Le Strade, pp. 889-893.
- R. Carollo, C. Comin (1994). **Costruzione di sottopassi a spinta in presenza di falda acquifera** – La Tecnica Professionale, pp. 53-59.
- A. Migliacci, C. Ceccoli, A. Artoni (1985). **Il tunnel a spinta sotto la tangenziale Ovest di Milano** – Atti del Convegno AICAP '85 –Riva del Garda, pp. 25-35
- S. Wallis (2000). **Tunnel Jacking in Boston** – Wt Focus on North America, pp. 333-338.
- G. Novelli (2009-2010). **La realizzazione di sottopassi ferroviari con la tecnica degli scatolari a spinta**. Tesi di laurea. DICAM. Università di Bologna.
- J. Bernini (2004-2005). **Analisi fem 3D dei sottovia scatolari a spinta**. Tesi di laurea. DISTART. Università di Bologna.
- V. Travaglini (2008-2009). **Manufatti sottopassanti linee ferroviarie inseriti a spinta. Progetto secondo la normativa "Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14 Gennaio 2008**.Tesi di laurea. DICAM. Università di Bologna.
- L. Impellizzeri (2011). **Ponti ferroviari provvisori sviluppi e prospettive** – Pdf dal convegno collegio ingegneri ferroviari, Bari 2011.
- Prof. Ing. G. Dondi (2011).**La tecnica degli scatolari a spinta**– Dispense dal corso di Strade Ls.

- L. Badalacco (2011). **Monolite a spinta per sottopasso ferroviario** – Pdf dalla rivista Strade 10/94.
- 2 S.I. Software e servizi per l'ingegneria s.r.l. **PRO_SAP** –Ferrara.
- D.M. 14/01/2008 “Norme tecnica per le costruzioni”
- Circolare 617 del 02/02/2009 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”
- www.essenitalia.it
- www.rfi.it