Dott. Geol. Carlo Fabbri: via D. Raggi 168, Forlì (FC)

Dott. Ing. Simone Riminucci; via della Lirica 61, Ravenna (RA)

Committente: F.M.L. – S.G.S. – SA.PI.FO.

OGGETTO: **POLO n° 15 "VECCHIAZZANO"**

RELAZIONE TECNICA PER IL PROGETTO DEFINITIVO E V.I.A.

PER L'APERTURA DI UNA CAVA DI GHIAIA E SABBIA

(Legge regionale n° 17 del 18/07/1991 e s.m.i. "Disciplina delle attività estrattive")

(Legge regionale n° 3 del 20/04/2012 in materia di V.I.A.)

Comune: Forlì

Provincia : Forlì-Cesena

Carta topografica d'Italia: Foglio 100 "Forlì", Quadrante IV, Tavoletta S.O. "Forlì"

Carta tecnica regionale: Elemento n° 255046 "Terra del Sole"

Carta geologica: Foglio 100 "Forlì"

ALLEGATO 4: Studio modificato della pista di accesso e passerella sommergibile da via dell'Appennino a via Veclezio. Esercente F.M.L. – S.G.S. – SA.PI.FO. con contratti d'accesso. (richiesta dall'Agenzia Regionale Sicurezza del Territorio e Protezione Civile – Servizio Area Romagna : punto 6)

Data: luglio 2017

PREMESSA:

La convenzione del 09/04/14 in essere tra gli operatori del Polo 15 Vecchiazzano ed il Comune di Forlì riporta all'art. 4 del Dispositivo modificato:

"*la realizzazione di una pista provvisoria che colleghi, tramite un passaggio sommergibile sul torrente Rabbi, la cava di progetto alla via dell'Appennino in località Grisignano*"…"*tale viabilità provvisoria, non aperta al pubblico, sarà a carico degli esercenti previo consenso delle relative proprietà e verrà smantellata al completamento della sistemazione del Polo di Vecchiazzano*".

La presente relazione si articola in due parti: la prima di carattere geologico e la seconda progettuale.

PARTE GEOLOGICA

1) – FINALITÀ E METODOLOGIA D'INDAGINE DI CARATTERE GEOLOGICO:

I fini dell' elaborato definitivo sono quelli di verificare:

a - la natura litologica del sottosuolo;
b - il sistema idrologico ed idrogeologico presente;
c - la caratterizzazione sismica del sito;
d - la suscettibilità a fluidificazione del terreno in presenza di sisma;
e - i parametri geomeccanici caratteristici del terreno e della fondazione;
f - l'idoneità del sito all'intervento di progetto;
g - la profondità d'imposta ed il tipo di fondazioni;
h - il tipo di materiale per la costruzione della strada;
i - il coefficiente di sottofondo statico;
j - la pendenza e la stabilità dello scavo laterale per la passerella sommergibile di attraversamento del fiume Rabbi;

L'indagine è così articolata:

1) rilevamento geologico della zona con notazioni di carattere morfologico, litologico, idrologico ed idrogeologico;
2) rilevamento planoaltimetrico in adeguata scala con acquisizione del profilo longitudinale e relative sezioni trasversali;
3) rilievo dei rumori e polveri;
4) sopralluogo con i funzionari pubblici per verificare gli accessi e le modalità operative;
5) acquisizione dei permessi dei proprietari dei terreni su cui sarà realizzata la pista;

6) esecuzione di 11 trincee esplorative (per complessivi 19,05 m con misura della falda ove presente) per acquisire la stratigrafia e le caratteristiche geomeccaniche del terreno;
7) realizzazione di due prove sismiche passiva HVSR;
8) esecuzione di documentazione fotografica;

Al presente elaborato si allegano:
- contratti di locazione tra la proprietà del suolo e F.M.L. – S.G.S. – SA.PI.FO.
- rapporto della prova sismica passiva HVSR;
- rapporto su rumori e polveri;
- colonne stratigrafiche alla scala 1:30;
- Tav. F_1: inquadramento territoriale con tracciato della pista alla scala 1:5˙000;
- Tav. F_2: carta geologica alla scala 1:5˙000;
- Tav. F_3: planimetria catastale con fogli partita alla scala 1:1˙000;
- Tav. F_4: rilievo plano-altimetrico stato attuale con punti prova a curve di livello con equidistanza di 20 cm alla scala 1:500 (parte I); Tav. F_5: (parte II);
- Tav. F_6: rilievo plano-altimetrico stato modificato a curve di livello con equidistanza di 20 cm alla scala 1: 1˙000;
- Tav. F_7: profilo longitudinale in asse strada alla scala 1:1˙000;
- Tav. F_8: sezioni trasversali alla scala 1:50;
- Tav. F_9: particolari costruttivo della passerella sommergibile a scale varie;
- Tav. F_{10}: immagine virtuale della pista e degli imbocchi;

2) – NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO:

La relazione geologica, le prove in situ e di laboratorio sono state condotte secondo le sottoindicate norme:

- Norme tecniche per le costruzioni (N.T.C. 2008) D.M. 14/01/2008;
- A.G.I.: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche – giugno 1885;
- Eurocodice EC7 per l'ingegneria geotecnica – settembre 1988;
- I.S.R.M.: basic geotechnical description of rock masses - 1980;
- A.S.T.M.: American Society for Testing and Materials;
- A.A.S.H.T.O.: adopted by the American Association of State Highway and Traspostation Officials;

- B.S.I.: British Standards Institution;
- C.N.R.: UNI ente nazionale italiano di unificazione;
- NAVFAC DM: 7.1 May 1982 “Soil Mechanics” design manual 7.1, Dept. of the Navy;
- A.G.I.: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio – maggio 1990;

Le prove in sito sono state eseguite anche secondo le procedure di riferimento dell’I.S.S.M.F.E. (International Society Soil Mechanics Foundation Engineering) e dell’A.N.I.S.I.G. (Associazione Nazionale delle Imprese Specializzate nelle Indagini Geognostiche).

3) – RIFERIMENTI CARTOGRAFICI, MORFOLOGICI E LITOLOGICI:

L'area in oggetto interessa la parte centro-meridionale della Tavoletta IV SO "Forlì" del Foglio 100 della Carta Topografica d'Italia; geologicamente ricade nel Foglio 100 "Forlì".
L’area d’intervento, nel tratto iniziale di via dell’Appennino, interessa l’elemento 255013 “San Lorenzo in Noceto” per passare poi nell’elemento 255014 “San Martino in Strada” per raggiungere via Veclezio.
Catastamente si opera, partendo da via dell’Appennino,nei sottoindicati fogli e particelle (si veda l’Allegato n°3 “Planimetria catastale alla scala 1:200”):

Progressiva: da – a [m]	**Foglio: n°**	**Particelle: n°**	**Proprietà**
6,85 – 200,0+8	267	126 – 580	Maltoni Massimo
208 – 236,5+26	267	122	Maltoni Massimo
262,50 – 340,0	267	124	Maltoni Massimo
340,0 – 418+26	Demanio	Demanio	Demanio
444,0 – 500,0	257	Demanio + 22 + 131	La Fiorina s.r.l.
500,0 – 540,0	Demanio	Demanio	Demanio
540,0 – 560,0+30	257	Demanio + 125	La Fiorina s.r.l.
590,0 – 640,0+28	257	125	La Fiorina s.r.l.
668,0 – 740,0+30	257	120	La Fiorina s.r.l.
770,0 – 818,2+4	257	121	La Fiorina s.r.l.
822,2 – 880,0+16	257	117	La Fiorina s.r.l.
896,0 – 920,0+16	257	115	La Fiorina s.r.l.
936,0 – 960,0	257	105	La Fiorina s.r.l.
960,0 – 1060,0	257	113	La Fiorina s.r.l.
1060,0 – 1140,0	257	102	La Fiorina s.r.l.
1140,0 – 1178,25	236	208	La Fiorina s.r.l.

1178,25 – 1200+20	236	207	La Fiorina s.r.l.
1220,0 – 1336,59	236	56	La Fiorina s.r.l.
1336,59 – 1345,06	attraversamento via Veclezio		
1345,06 – 1356,55+3	248	93	SA.PI.FO. – S.G.S.
1359,55 – 1380,0	248	124	SA.PI.FO. – S.G.S.

Dal punto di vista morfologico si opera in area di pianura.

All'ingresso di via Veclezio, da entrambi i lati, necessita realizzare un'area pianeggiante lunga 20 m per parte al fine di facilitare l'attraversamento in sicurezza della rotabile.

Dal punto di vista litologico si opera su:

Progressiva da Grisignano: da – a [m]	**Estesa [m]**	**Tipo litologico**
0,0 – 405,04	405,04	depositi alluvionali terrazzati recenti del IV ciclo fluviale costituiti da ghiaia e sabbia mascherati da copertura vegetale
405,04 – 418,02	18,99	alveo del torrente Rabbi costituito da sabbie limose in vista
424,04 – 1026,98	601,98	in parte su depositi demaniali del IV terrazzo costituiti da sabbia e ghiaia in vista e da materiali di riporto costituiti da limi provenienti da precedente estrazione
1026,98 – 1336,59	1326,12	limi prevalenti di riporto da precedente estrazione siti nel III e IV terrazzo alluvionale

Il substrato compatto è rappresentato da argille limose color grigio-azzurro del Pleistocene inferiore.

La direzione degli strati è di 145°, immersione verso N-NE e la pendenza è compresa tra 8° e 14°. Il motivo strutturale è monoclinalico.

Nel terzo terrazzo è presente una faglia trascorrente con rigetto orizzontale.

4) – IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA:

Le acque meteoriche sono regimate dai fossetti presenti nei campi che confluiscono nel fiume Rabbi. L'acqua è stata riscontrata alla base della ghiaia in area demaniale al contatto con le argille grigio-azzurre e la profondità varia tra 1,65 e 1,90 m.

Il fiume Rabbi è drenante rispetto alla tavola d'acqua. A memoria storica non si sono verificate esondazioni nel quarto terrazzo alluvionale, pertanto la pista non sarà esondabile.

5) – RISULTATI DELLE PROVE A SISMICA PASSIVA HVSR:

Sono state eseguite due prove HVSR per la realizzazione della passerella sommergibile della pista privata di accesso alla cava da viale dell'Appennino: una sulla sponda destra ed una su quella sinistra del torrente Rabbi. I risultati delle due prove sono molto simili.

I rapporti delle prove si trovano a fine allegato.

- Sponda destra: la velocità Vs_{30} è = 264 m/s ed il terreno risulta di categoria C;
- Sponda sinistra: la velocità Vs_{30} è = 250 m/s ed il terreno risulta di categoria C.

6) – SISMICITÀ:

6.1) – Categoria del sottosuolo:

Sulla base di quando riportato nelle NTC del 14.01.2008, ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie del suolo di fondazione:

A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

S1 Depositi di terreni caratterizzati da valori di Vs,30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu,30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.

S2 Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Dalle indagini a sismica passiva HVSR realizzate nel il sito in esame risulta che il terreno rientri nella categoria C.

6.2) – Definizione dell'azione sismica:

Sulla base di quanto previsto dalle N.T.C. di cui al D.M. del 14.01.08 e delle "Istruzioni per l'Applicazione" di cui alla circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 si procede:

- alla definizione dei parametri sismici del sito e della categoria di sottosuolo;
- alla definizione dei fattori di amplificazione stratigrafica e topografica;

- alla verifica del pericolo di liquefazione.

■ **Parametri sismici**

L 'area in esame interessa il territorio comunale di Forlì (FC) e risulta classificata, in base alla nuova classificazione sismica dell'Ordinanza n.3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri e successive modifiche ed integrazioni, come Zona di categoria 2 (figura 1.a).

Facendo riferimento alla zonazione sismogenetica ZS9 aggiornata in seguito all'emanazione dell'O.P.C.M. 20/03/2003 n. 3274 dal gruppo di lavoro dell'INGV ("Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica: Rapporto Conclusivo – marzo 2004") si ha che il Comune di Forlì ricade all'interno della zona sismogenetica 914 "Forlivese" (figura 1.b) dove sono previsti valori di massima magnitudo (Mwmax2 cautelativa) pari a 6,14.

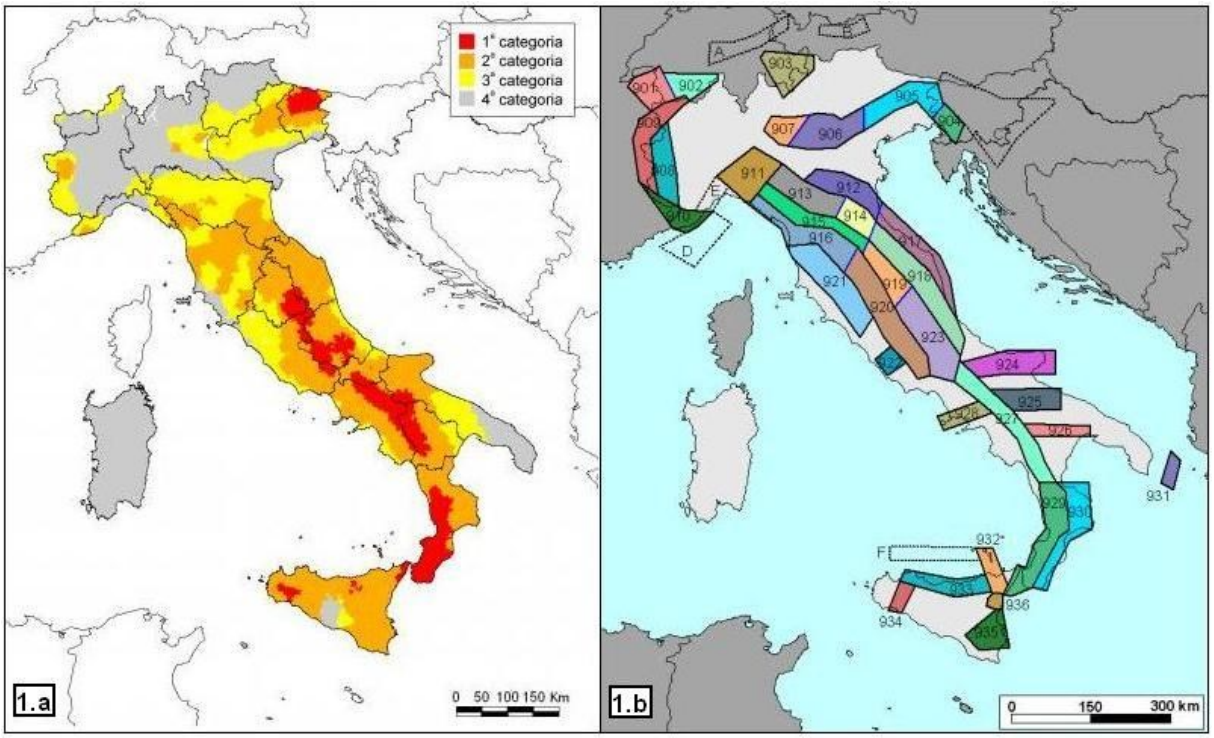


Figura 1.a: mappa delle zone sismiche
Figura 1.b: mappa delle zonazione sismogenetica ZS9
(tratte dalla "Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica: Rapporto Conclusivo" marzo 2004 – Ordinanza PCPM 20/03/2003 n. 3274)

Come già anticipato il terreno su entrambe le sponde del torrente Rabbi ricade nella categoria di suolo C.

Le tabelle che seguono riportano i valori dei parametri sismici a_g (accelerazione orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante attesa al sito), F_0 (valore massimo del

fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e Tc* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) per i periodi di ritorno Tr associati a ciascun stato limite da applicare per il sito in esame effettuata con il software "Geostru PS" (www.geostru.com).

PARAMETRI SISMICI SPONDA DESTRA OROGRAFICA TORRENTE RABBI:

Sito in esame: latitudine ED50: 44,175192
longitudine ED50: 12,018523
Classe d'uso dell'edificio: II (a cui corrisponde un coefficiente Cu = 1,0)
Vita nominale: 50 anni

Stato Limite	**Probabilità superamento [%]**	**Tr [anni]**	**a_g [g]**	**F_0**	**Tc^* [s]**
Operatività (SLO)	81%	30	0,069	2,389	0,262
Danno (SLD)	63%	50	0,088	2,384	0,271
Salvaguardia vita (SLV)	10%	475	0,208	2,469	0,304
Prevenzione collasso (SLC)	5%	975	0,259	2,533	0,315
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50			

PARAMETRI SISMICI SPONDA SINISTRA OROGRAFICA TORRENTE RABBI:

Sito in esame: latitudine ED50: 44,175654
longitudine ED50: 12,019049
Classe d'uso dell'edificio: II (a cui corrisponde un coefficiente Cu = 1,0)
Vita nominale: 50 anni

Stato Limite	**Probabilità superamento [%]**	**Tr [anni]**	**a_g [g]**	**F_0**	**Tc^* [s]**
Operatività (SLO)	81%	30	0,069	2,389	0,262
Danno (SLD)	63%	50	0,088	2,384	0,271
Salvaguardia vita (SLV)	10%	475	0,208	2,469	0,304
Prevenzione collasso (SLC)	5%	975	0,259	2,533	0,315
Periodo di riferimento per l'azione sismica:		50			

- **Fattori di amplificazione topografica e stratigrafica:**

Alla categoria di suolo di fondazione C corrisponde la seguente formulazione del coefficiente Ss di amplificazione stratigrafica:

$$Ss = 1.00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$$

da cui si ricava per ogni Stato Limite il relativo valore di Ss.

Si opera in zona pianeggiante, pertanto relativamente alle condizioni topografiche si rientra nella categoria T1. Per questa categoria della superficie topografica si potrà adottare un coefficiente di amplificazione topografica St = 1,0.

I coefficienti sismici ottenuti per i sitI in esame, con le relative caratteristiche di amplificazione stratigrafica e topografica, sono:

COEFFICIENTI SISMICI SPONDA DESTRA OROGRAFICA TORRENTE RABBI:

SLO:
- SS: 1,500
- CC: 1,630
- ST: 1,000
- KH: 0,021
- KV: 0,010
- AMAX: 1,015
- BETA: 0,200

SLD:
- SS: 1,500
- CC: 1,620
- ST: 1,000
- KH: 0,026
- KV: 0,013
- AMAX: 1,294
- BETA: 0,200

SLV:
- SS: 1,390
- CC: 1,550
- ST: 1,000
- KH: 0,081
- KV: 0,040
- AMAX: 2,832
- BETA: 0,280

SLC:
- SS: 1,310
- CC: 1,540
- ST: 1,000
- KH: 0,095
- KV: 0,047
- AMAX: 3,325
- BETA: 0,280

Si riporta di seguito il rapporto del calcolo dei parametri sismici con il software “Geostru PS”:

PARAMETRI SISMICI

TIPO DI ELABORAZIONE: STABILITÀ DEI PENDII E FONDAZIONI
MURO RIGIDO: 0

SITO IN ESAME.

LATITUDINE: 44,1751922343726
LONGITUDINE: 12,018523074331
CLASSE: 2
VITA NOMINALE: 50

SITI DI RIFERIMENTO

SITO 1	**ID: 18293**	**LAT: 44,1749LON: 11,9569**	**DISTANZA: 4916,163**
SITO 2	**ID: 18294**	**LAT: 44,1758LON: 12,0266**	**DISTANZA: 645,291**
SITO 3	**ID: 18516**	**LAT: 44,1258LON: 12,0278**	**DISTANZA: 5540,499**
SITO 4	**ID: 18515**	**LAT: 44,1249LON: 11,9582**	**DISTANZA: 7377,669**

PARAMETRI SISMICI

CATEGORIA SOTTOSUOLO: C
CATEGORIA TOPOGRAFICA: T1
PERIODO DI RIFERIMENTO: 50ANNI
COEFFICIENTE CU: 1

OPERATIVITÀ (SLO):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**81**	**%**
TR:	**30**	**[ANNI]**
AG:	**0,069 G**	
FO:	**2,389**	
TC*:	**0,262**	**[S]**

DANNO (SLD):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**63**	**%**
TR:	**50**	**[ANNI]**
AG:	**0,088 G**	
FO:	**2,384**	
TC*:	**0,271**	**[S]**

SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**10**	**%**
TR:	**475**	**[ANNI]**
AG:	**0,208 G**	
FO:	**2,469**	
TC*:	**0,304**	**[S]**

PREVENZIONE DAL COLLASSO (SLC):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**5**	**%**
TR:	**975**	**[ANNI]**
AG:	**0,259 G**	
FO:	**2,533**	
TC*:	**0,315**	**[S]**

COEFFICIENTI SISMICI

SLO:

SS:	**1,500**
CC:	**1,630**
ST:	**1,000**
KH:	**0,021**
KV:	**0,010**
AMAX:	**1,015**
BETA:	**0,200**

SLD:

SS:	**1,500**
CC:	**1,620**
ST:	**1,000**
KH:	**0,026**
KV:	**0,013**
AMAX:	**1,294**
BETA:	**0,200**

SLV:

SS:	**1,390**
CC:	**1,550**
ST:	**1,000**
KH:	**0,081**
KV:	**0,040**
AMAX:	**2,832**
BETA:	**0,280**

SLC:

SS:	**1,310**
CC:	**1,540**

ST: 1,000
KH: 0,095
KV: 0,047
AMAX: 3,325
BETA: 0,280

LE COORDINATE ESPRESSE IN QUESTO FILE SONO IN ED50
GEOSTRU SOFTWARE - WWW.GEOSTRU.COM
COORDINATE WGS84
LATITUDINE: 44.174251
LONGITUDINE: 12.017551

COEFFICIENTI SISMICI SPONDA SINISTRA OROGRAFICA TORRENTE RABBI:

SLO:
SS: 1,500
CC: 1,630
ST: 1,000
KH: 0,021
KV: 0,010
AMAX: 1,015
BETA: 0,200

SLD:
SS: 1,500
CC: 1,620
ST: 1,000
KH: 0,026
KV: 0,013
AMAX: 1,294
BETA: 0,200

SLV:
SS: 1,390
CC: 1,550
ST: 1,000
KH: 0,081
KV: 0,040
AMAX: 2,832
BETA: 0,280

SLC:
SS: 1,310
CC: 1,540
ST: 1,000
KH: 0,095
KV: 0,047
AMAX: 3,325
BETA: 0,280

Si riporta di seguito il rapporto del calcolo dei parametri sismici con il software “Geostru PS”:

PARAMETRI SISMICI

TIPO DI ELABORAZIONE: STABILITÀ DEI PENDII E FONDAZIONI
MURO RIGIDO: 0

SITO IN ESAME.
LATITUDINE: 44,1756542186372
LONGITUDINE: 12,0190490698093
CLASSE: 2
VITA NOMINALE: 50

SITI DI RIFERIMENTO
SITO 1 ID: 18293 LAT: 44,1749LON: 11,9569 DISTANZA: 4958,671
SITO 2 ID: 18294 LAT: 44,1758LON: 12,0266 DISTANZA: 600,011

SITO 3 ID: 18516 LAT: 44,1258LON: 12,0278 DISTANZA: 5586,027
SITO 4 ID: 18515 LAT: 44,1249LON: 11,9582 DISTANZA: 7443,967

PARAMETRI SISMICI

CATEGORIA SOTTOSUOLO:	**C**
CATEGORIA TOPOGRAFICA:	**T1**
PERIODO DI RIFERIMENTO:	**50ANNI**
COEFFICIENTE CU:	**1**

OPERATIVITÀ (SLO):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**81**	**%**
TR:	**30**	**[ANNI]**
AG:	**0,069 G**	
FO:	**2,389**	
TC*:	**0,262**	**[S]**

DANNO (SLD):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**63**	**%**
TR:	**50**	**[ANNI]**
AG:	**0,088 G**	
FO:	**2,384**	
TC*:	**0,271**	**[S]**

SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**10**	**%**
TR:	**475**	**[ANNI]**
AG:	**0,208 G**	
FO:	**2,469**	
TC*:	**0,304**	**[S]**

PREVENZIONE DAL COLLASSO (SLC):

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO:	**5**	**%**
TR:	**975**	**[ANNI]**
AG:	**0,259 G**	
FO:	**2,533**	
TC*:	**0,315**	**[S]**

COEFFICIENTI SISMICI

SLO:

SS:	**1,500**
CC:	**1,630**
ST:	**1,000**
KH:	**0,021**
KV:	**0,010**
AMAX:	**1,015**
BETA:	**0,200**

SLD:

SS:	**1,500**
CC:	**1,620**
ST:	**1,000**
KH:	**0,026**
KV:	**0,013**
AMAX:	**1,294**
BETA:	**0,200**

SLV:

SS:	**1,390**
CC:	**1,550**
ST:	**1,000**
KH:	**0,081**
KV:	**0,040**
AMAX:	**2,832**
BETA:	**0,280**

SLC:

SS:	**1,310**
CC:	**1,540**
ST:	**1,000**
KH:	**0,095**
KV:	**0,047**
AMAX:	**3,325**
BETA:	**0,280**

LE COORDINATE ESPRESSE IN QUESTO FILE SONO IN ED50
GEOSTRU SOFTWARE - WWW.GEOSTRU.COM

COORDINATE WGS84
LATITUDINE: 44.174713
LONGITUDINE: 12.018077

7) – STIMA DELLA SUSCETTIBILITÀ DEL TERRENO ALLA LIQUEFAZIONE

Il termine “liquefazione del terreno” indica diversi fenomeni fisici che portano alla perdita di resistenza di terreni saturi per l’effetto di sollecitazioni statiche o dinamiche, a seguito della quale il terreno raggiunge una condizione fluida a bassa viscosità.

In condizioni sismiche la “liquefazione” consiste in una rilevante perdita di resistenza dovuta alla generazione ciclica di sovrapressioni interstiziali, contrapposta alla perdita di resistenza dovuta ad una sollecitazione di taglio e/o deformazione monotonica, risultato di un più ampio e unidirezionale spostamento di taglio.

Dal punto di vista fisico viene spiegata considerando il principio delle tensioni efficaci **σ'**, ovvero le tensioni effettivamente agenti fra le particelle: **σ' = σ – (u+∆u)**, dove **σ'** è lo sforzo efficace, **σ** lo sforzo totale, **u** rappresenta la pressione del liquido presente nella porosità e **∆u** è la sovrapressione dello stesso fluido causata dal carico rapido.

Il fenomeno consiste in un aumento della pressione interstiziale (**u+∆u**) dovuto ad un incremento progressivo delle sovrapressioni (**∆u**) che si accumulano per effetto dell’arrivo del treno di onde sismiche. Questo cambiamento porta ad una diminuzione delle tensioni efficaci (**σ'**) fino al loro annullamento (quando **σ = u+∆u**). La conseguenza è un annullamento della resistenza, causa dell’intensa perdita di capacità portante del terreno di fondazione, in quanto la resistenza agli sforzi di taglio (τ_R) di un materiale privo di coesione in condizioni drenate è funzione dell’angolo d’attrito (**φ'**) e della tensione efficace (**σ'**): $\tau_R = \sigma' \cdot tg\varphi'$, per cui $\tau_R = 0$ se $\sigma' = 0$.

Questo comportamento si verifica se sono contemporaneamente verificate alcune condizioni:

- suscettibilità del terreno: presenza, a profondità inferiore a 15-20 metri e con tavola d’acqua a meno di 5 metri dal piano di campagna, di terreni saturi, non cementati, sciolti (Dr < 60%), con diametro medio dei granuli ricadente nel campo delle sabbie e dotati di scarso contenuto di materiale fine.
- condizioni sismiche: perché agisca come fattore d’innesco di liquefazione, il terremoto deve avere magnitudo M > 5,5 con picco di accelerazione massima orizzontale PGA > 0,15 g e durata di scuotimento maggiore di 15-20 secondi.

Se queste condizioni si realizzano, dopo un certo numero di scuotimenti sismici la pressione interstiziale può uguagliare o superare il carico litostatico portando al "galleggiamento" dei granuli nell'acqua e alla conseguente liquefazione del terreno.

Considerata la natura del substrato argilloso, l'addensamento dei depositi ghiaioso-sabbiosi e la loro granulometria non sussiste il pericolo di fluidificazione in concomitanza di un evento sismico.

8) – PARAMETRI GEOMECCANICI CARATTERISTICI DEL TERRENO DEDOTTI DALLE PROVE IN SITO, DI LABORATORIO E DA LETTERATURA (SI VEDA ALLEGATO A_3):

Come riportato nelle "Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C. 14.01.2008" (circolare n° 617 del 02/02/2009) nella progettazione geotecnica la scelta dei valori caratteristici dei parametri deve derivare da una stima cautelativa in funzione del tipo di opera e del conseguente volume significativo di terreno interessato.

Per definire la natura litologica del sottosuolo si è proceduto mediante:

- esecuzione mediante escavatore di 11 trincee esplorative (le cui stratigrafie sono a fine allegato);
- misura in sito dei parametri geomeccanici;
- esecuzione di due prove a sismica passiva HVSR;

Si riassumono i parametri relativi alle varie unità litotecniche del terreno in ordine di profondità crescente:

<u>ghiaia in matrice sabbioso-limosa</u>:

Dati dedotti da prove in sito e letteratura.

γ_k = 0,19 kg/cm^3	peso medio dell'unità di volume del terreno naturale
Φ_k = 53°	angolo di attrito drenato
c'$_k$ = 0,01 kg/cm^2	pseudocoesione drenata dovuta alla matrice sabbioso-limosa

<u>argilla di substrato</u>:

Dati dedotti da prove in sito e letteratura.

γ_k = 0,21 kg/cm^3	peso medio dell'unità di volume del terreno naturale
Φ_k = 24°	angolo di attrito drenato
c'$_k$ = 0,3 kg/cm^2	coesione drenata
cu$_k$ = 2,4 kg/cm^2	coesione non drenata

materiale costituente la fondazione stradale ed il rilevato:

Verranno impiegati materiali riciclati dalle demolizioni in pezzatura da 1 a 70 mm. Questi saranno messi in opera in strati da 30 cm vibrati e compattati.

γ_k = 0,19 kg/cm^3	peso medio dell'unità di volume del terreno naturale
Φ_k = 50°	angolo di attrito drenato
c'$_k$ = 0,0 kg/cm^2	coesione drenata

9) – VERIFICHE DI STABILITÀ DELLA TRINCEA PER L'ATTRAVERSAMENTO DEL FIUME RABBI:

Le verifiche di stabilità sono state effettuate secondo le NTC del 14.01.2008 e riguardano la stabilità dello scavo laterale della pista nella zona di accesso alla passerella sommergibile.

Per verificare quanto sopra riportato si è proceduto mediante:

a) esecuzione di due prove a sismica passiva HVSR (Cap. 5);
b) definizione della categoria del sottosuolo(Cap. 5);
c) definizione dell'azione sismica (Cap. 6);
d) analisi delle colonne stratigrafiche relative alle trincee esplorative eseguite nell'area oggetto di studio;
e) attenta analisi del progetto per la realizzazione della pista;

9.1) – Considerazioni generali:

Le condizioni di stabilità dei terreni sono state oggetto di osservazioni di carattere generale sulla base dei dati di campagna che comprendono l'assetto morfologico, l'acclività, l'erodibilità, le frane in atto o potenziali, le condizioni statiche degli edifici e dei manufatti.

L'area d'intervento è perfettamente stabile e non presenta dissesti in atto ne elementi che facciano prevedere movimenti più o meno estesi del terreno.

Le pareti delle trincee sono rimaste verticali per tutta la profondità esplorata.

La ghiaia è estremamente addensata con densità relativa Dr = 98 % e angolo di attrito interno drenato Φ' = 53°.

L'argilla di substrato è sovraconsolidata e presenta un valore dell'angolo di attrito interno drenato Φ' = 24° e coesione drenata pari a 0,3 kg/cm^2.

L'angolo di scavo ha inclinazione di circa 26,5° (pari ad una pendenza del 2/1).

9.2) – Condizioni delle verifiche di stabilità:

Si è proceduto, mediante il Programma "Slope" prodotto dalla Geostru, alla verifica di stabilità delle scarpate utilizzando il metodo di Morgenstern-Price, i coefficienti sismici

relativi allo Stato Limite Ultimo S.L.V. (vedi Cap. 2.2), e la penalizzazione dei parametri geomeccanici con i coefficienti parziali delle NTC del 14/01/2008.

E' stato adottato il seguente modello geomeccanico;

1) è stato considerato il livello di falda alla profondità del fondo scavo;
2) le verifiche sono condotte sul profilo di progetto in termini di sforzi efficaci (lungo termine), condizione più sfavorevole nell'esecuzione di scavi;
3) è stato applicato il metodo all'equilibrio limite globale di Morgenstern-Price;
4) il terreno è stato considerato costituito da due strati;
5) ai parametri geomeccanici caratteristici assunti, dedotti dalle prove in sito, sono stati applicati i coefficienti parziali relativi all'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) definiti nelle tabelle 6.2.I, 6.1.II e 6.8.I delle NTC del 14/01/2008;
6) è stato considerato l'effetto sismico;
7) non sono stati considerati sovraccarichi in prossimità dei cigli di scavo;

Qui di seguito vengono riassunti i risultati della verifica (le relazioni di calcolo sono a fine allegato):

Parametri geomeccanici caratteristici assunti:

ORIZZONTE n.	LITOLOGIA	DENSITÁ NATURALE [kg/cm^3]	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO DRENATO Φ [°]	COESIONE DRENATA c [kg/cm^2]
1	Ghiaia	0,19	53	0,01
2	Substrato argilloso	0,21	24	0,3

I risultati trovati, riportati nei tabulati a fine allegato, sono qui di seguito riepilogati:

CONDIZIONE DI VERIFICA	PIEZOMETRICA	EFFETTO SISMICO	CARICHI	SUPERFICI VERIFICATE N.	MINIMO COEFFICIENTE DI SICUREZZA FS
lungo termine	considerata	considerato	non considerati	707	2,22

La verifica è soddisfatta.

10) – TIPO DI FONDAZIONE E GEOMETRIA FONDALE:

La fondazione della pista sarà impostata a 0,40 cm di profondità dal piano campagna (bonifica del terreno vegetale). La pista sarà larga 6,0 metri e la fondazione sarà di tipo elastico.

11) – COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO STATICO (MODULO DI WINCKLER):

Il coefficiente di sottofondo statico, o modulo di reazione verticale del terreno (qualora sia considerato alla Winckler), è definito da:

$$K = \frac{p}{w} \qquad Kg/cm^2$$

p = pressione applicata;

w = variazione di volume in un punto;

Il coefficiente di sottofondo statico può essere calcolato con la seguente formula:

$$K = k_s' \cdot \frac{b_o}{b} \cdot \frac{l + 15}{1{,}5 \cdot l} \quad \text{per terreni coesivi}$$

$$K = k_s'' \cdot \left(\frac{b_o + b}{2b} \right)^2 \quad \text{per terreni incoerenti}$$

b_o = lato della piastra di riferimento pari a 30 cm

b = larghezza della trave di fondazione in cm

l = lunghezza della trave di fondazione in cm

Si riportano i grafici per la determinazione di K's e K''s in funzione della tensione di rottura qu = 2 cu in terreni coesivi e del numero di colpi N per piede (N_{SPT}) in terreni incoerenti (Terzaghi).

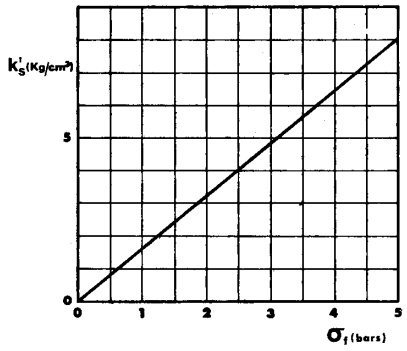


Fig. 10.5 – Variazione del coefficiente k'_s dell'eq. (10.3) per terreni coerenti in funzione della tensione σ_f di rottura (per compressione ad espansione laterale libera: prova ELL) (Terzaghi).

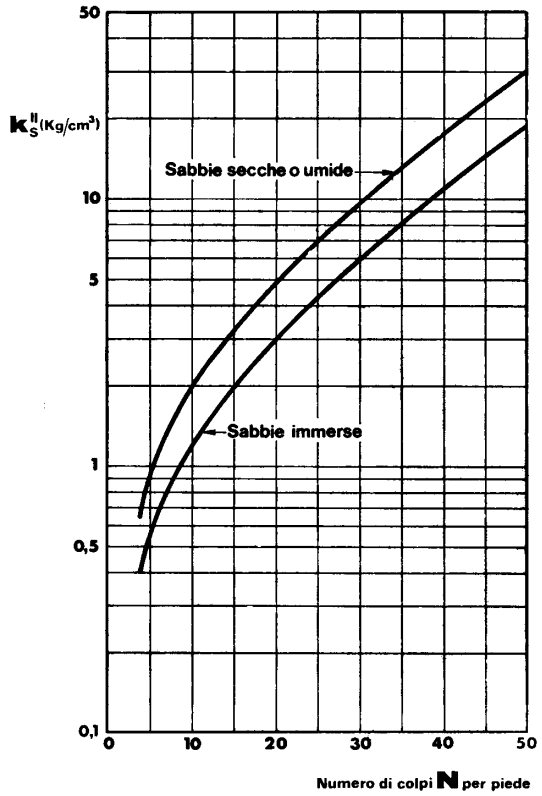


Fig. 10.6 – Variazione del coefficiente k_s'' dell'eq. (10.4) per terreni incoerenti in funzione del numero di colpi N per piede dello S.P.T. (Terzaghi).

Il valore della resistenza in espansione laterale libera è G = 2 cu.

Considerando per lo stato limite d'esercizio SLE il valore caratteristico della coesione non drenata cu_k = 2,4 kg/cm^2 il valore di σ_f è:

$$\sigma_f = 2 \cdot 2{,}4 = 4{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

al quale corrisponde nel grafico un k_s' = 7,8 kg/cm^2

Il coefficiente di sottofondo statico K per i terreni coesivi in esame è:

$$K = 7{,}8 \cdot \frac{30}{600} \cdot \frac{2000 + 15}{1{,}5 \cdot 2000} = 0{,}26 \text{ kg/cm}^3$$

12) – CONCLUSIONI DELLA PARTE GEOLOGICA:

Da quanto accertato l'area è idonea alla realizzazione della pista ad uso privato per l'accesso degli autocarri all'area estrattiva.

Non sussiste pericolo di liquefazione in presenza di sisma.

Si consiglia di effettuare i lavori in periodo stagionale favorevole, di eseguire le fossette di regimazione delle acque superficiali a latere della carrabile e di spostare la linea Telecom.

Lo scotico del terreno vegetale sarà sistemato a latere della pista e verrà rialloggiato al termine dello smantellamento della stessa.

Dott. Geol.
Carlo Fabbri

PARTE PROGETTUALE

13) – VERIFICA STATICA DEL GUADO:

Da quanto accertato l'area è idonea alla realizzazione della pista ad uso privato per l'accesso degli autocarri all'area estrattiva.

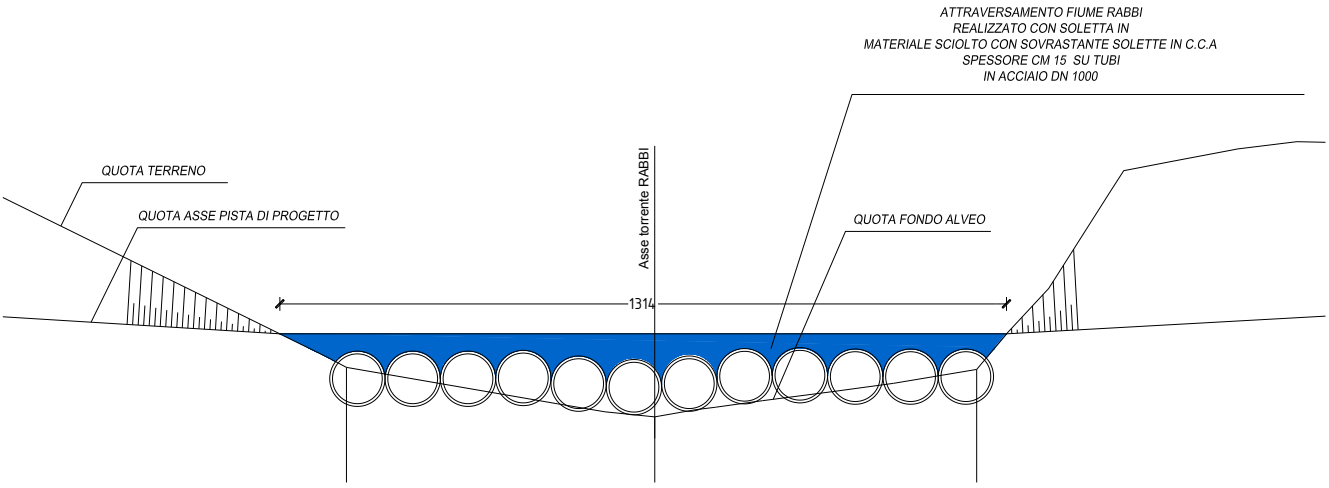
Analisi dei carichi:

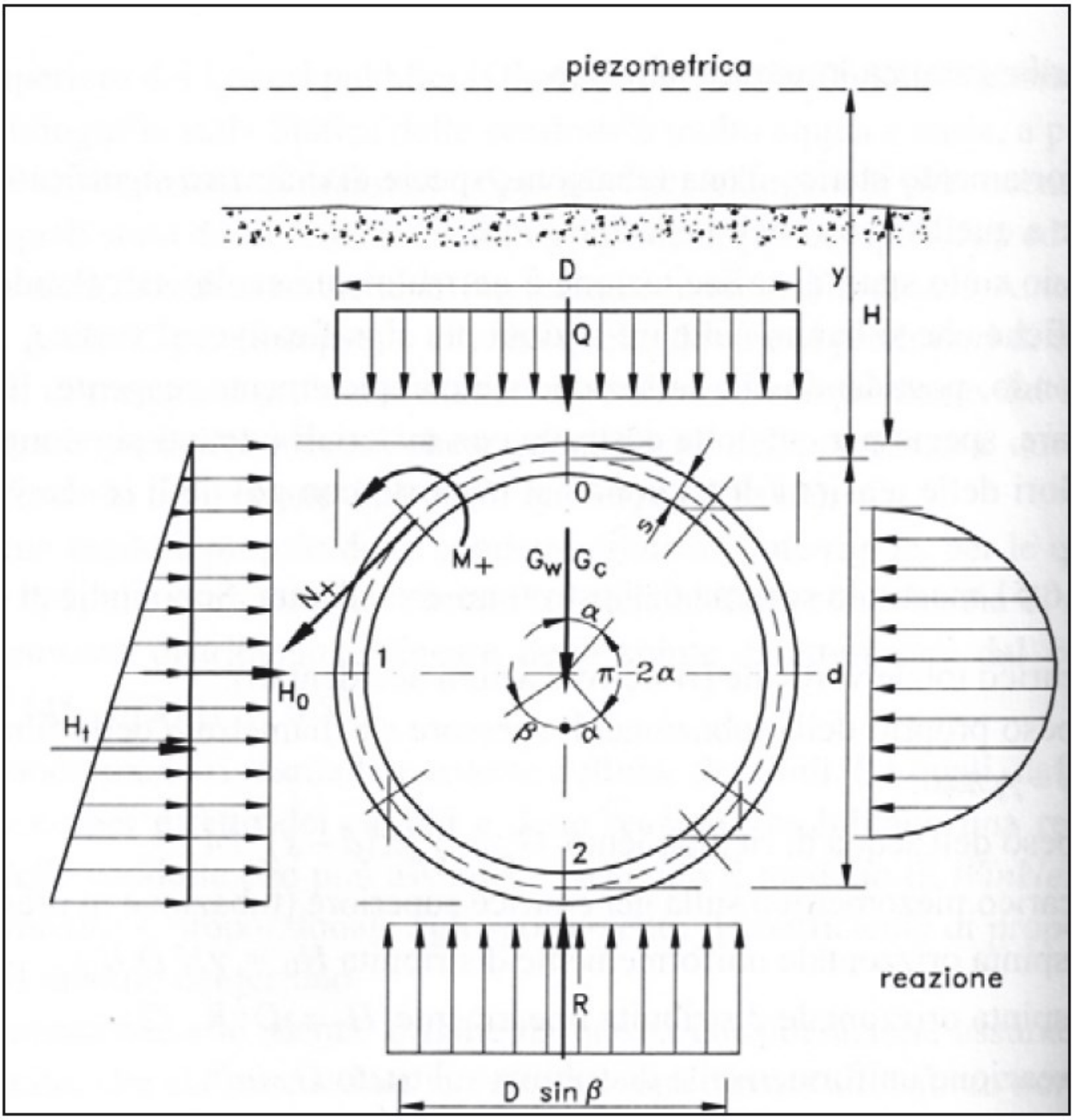
Mezzi d'opera Assi: S+S+TR = 40 + 130 + 130+130+130 = 560 kN

dimensioni 12.00*2.50 =30.00 mq

incidenza statistica 560/30 =18,6 kPa (1860 Kg/mq)

area di impronta di una coppia di ruote gemellate e ruota singola asse di "rinforzo" posteriore 0,6*2.0 m, carico concentrato su impronta 6 t.




piezometrica
D
y
H
Q
0
s
M+
Gw
Gc
N+
α
1
π
2α
d
H0
Ht
β
α
2
R
reazione
D sin β

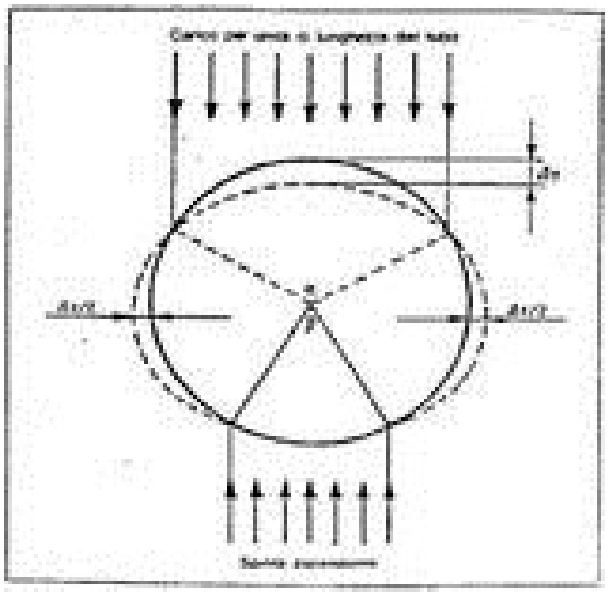
1.1.1 Verifica dell'inflessione diametrale (Spangler)

Q: carico unitario sulla generatrice superione del tubo
K_x, K_y: coefficienti variabili in funzione delle ipotesi di distribuzione del carico (angoli α e β)

$$\Delta_x = k_x \frac{QR^3}{EI}$$

$$\Delta_y = k_y \frac{QR^3}{EI}$$

Deformazione diametrale di una condotta



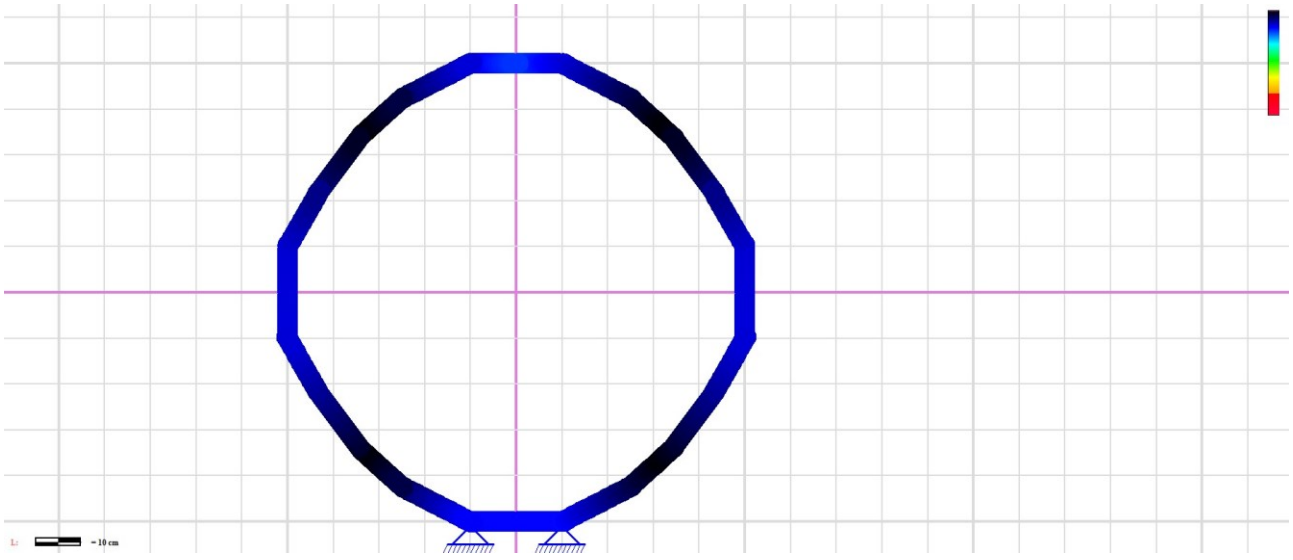
Per **α = β = 180° → Kx = Ky =0.083**

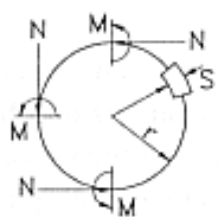
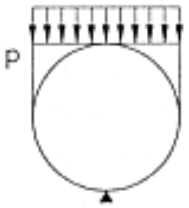
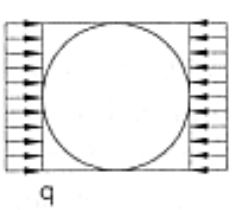
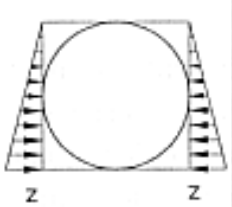
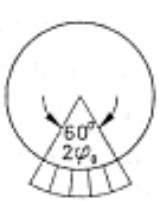
La reazione laterale del terreno dipende dal modulo di elasticità E_t del suolo (funzione del materiale di riempimento della trincea e del grado di costipamento).

$$\Delta_x = \Delta_y = \frac{0.083QR^3}{EI + 0.061E_tR^3}$$

VALORI DI Es IN FUNZIONE DEL TIPO E DEL GRADO DI COMPATTAZIONE DEL MATERIALE CHE AVVOLGE LA TUBAZIONE [kgf/cm²]				
TIPO DI SUOLO - MATERIALE CHE AVVOLGE LA TUBAZIONE	scaricato alla rinfusa	costipamento leggero < 85% proctor < 40% densita' rel.	costipamento moderato 85,95% proctor 40,70% dens. rel.	costipamento elevato > 95% proctor > 70% dens. rel.
a) Suoli a grana fine, con meno del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla.	3,4	14	28	70
c) Suoli a grana fine, con più del 25% di particelle a grana grossolana; plasticità da media a nulla. Suoli a grana grossolana con più del 12% di fini	7	28	70	140
c) Suoli a grana grossolana con pochi fini o nessuno (< 12% di fini)	14	70	140	211
d) Roccia frantumata	70	-	211	-
Appartengono al gruppo a) i seguenti suoli: argille inorganiche con plasticità da bassa a media - limo inorganico e sabbia molto fine Appartengono al gruppo b) i seguenti suoli: quelli del gruppo a), ma con più del 25% di particelle a grana grossolana - miscele di ghiaia, sabbia e limo (o argilla) mal graduate - sabbie con limo Appartengono al gruppo c) i seguenti suoli: miscele di ghiaia e sabbia con pochi fini o nessuno - sabbie ghiaiose con pochi fini o nessuno				

Valori medi del modulo di elasticità del suolo che avvolge la tubazione ("modulus of soil reaction")



	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_0 = 60°$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M=\frac{1}{2}\gamma_t sr^2$ $N=-\frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M=(\frac{4}{3\pi}-\frac{1}{8})pr^2=$ $=0.29941\ pr^2$ $N=-\frac{1}{3\pi}pr=$ $=-0.10610\ pr$	$M=-\frac{1}{4}qr^2$ $N=qr$	$M=-\frac{5}{48}zr^2=$ $=-0.10417\ zr^2$ $N=\frac{5}{16}zr=$ $=0.31250\ zr$	(Q=reazione totale) $M=-0.0073038\ Qr$ $N=0.014817\ Q$
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M=-\frac{\pi-2}{2}\gamma_t sr^2=$ $=-0.57080\gamma_t sr^2$ $N=\frac{\pi}{2}\gamma_t sr=$ $=1.57080\gamma_t sr$	$M=(\frac{1}{\pi}-\frac{5}{8})pr^2=$ $=-0.30669\ pr^2$ $N=pr$	$M=\frac{1}{4}qr^2$ $N=0$	$M=\frac{1}{8}zr^2=$ $=0.125\ zr^2$ $N=0$	$M=0.0075118\ Qr$ $N=0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M=\frac{3}{2}\gamma_t sr^2$ $N=\frac{1}{2}\gamma_t sr$	$M=(\frac{2}{3\pi}+\frac{3}{8})pr^2=$ $=0.58721\ pr^2$ $N=\frac{1}{3\pi}pr=$ $=0.10610\ pr$	$M=-\frac{1}{4}qr^2$ $N=qr$	$M=-\frac{7}{48}zr^2=$ $=-0.14583\ zr^2$ $N=\frac{11}{16}zr=$ $=0.68750\ zr$	$M=-0.11165\ Qr$ $N=0.11916\ Q$

M - Momento flettente

r - Raggio medio della tubazione

N - Sforzo assiale

s - Spessore della tubazione

p - Carico uniformemente ripartito, dovuto ai carichi mobili ed al peso della massicciata

gammaT - Peso specifico del materiale costituente la tubazione

q - Pressione uniforme dovuta alle spinte orizzontali

z - Pressione variabile dovuta alle spinte orizzontali

Considerando i seguenti dati:

gammaT = 9850 kg/mc (acciaio)

r = 0,475 m

s = 0,05 m

p = 6000 kg / 1,00 m = 6000 kg/m

abbiamo:

1) Dovuto al Peso Proprio

a. per la sezione verticale superiore:

$$M_{\sup} = \frac{1}{2}\gamma_t s \cdot r^2 = \frac{1}{2}9850 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}475^2 = 55{,}56\ kg \cdot m$$

$$N_{\sup} = -\frac{1}{2}\gamma_t s \cdot r = -\frac{1}{2}9850 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}475 = -116{,}96\ kg$$

a. per la sezione orizzontale mediana:

$$M_{med} = \frac{\pi - 2}{2}\gamma_t s \cdot r^2 = -0{,}57080 \cdot 9850 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}475^2 = 63{,}43\ kg \cdot m$$

$$N_{med} = \frac{\pi}{2}\gamma_t s \cdot r = \frac{\pi}{2}9850 \cdot 0{,}05 \cdot 0{,}475 = 367{,}44\ kg$$

2) Dovuto al Carico superiore ripartito:

a. **ANALISI DEI CARICHI**

IMPALCATO sovrastruttura della pista

PESI PROPRI

```
Soletta : 0.15 x 2.500              = 125 Kg/mq
Inerte costipato
(spessore max): 0.30 x 1.900        = 570 Kg/mq

Totale Pesi Propri: 695 Kg/mq
```

Totale carichi permanenti (tratto unitario 1 m) = 695 Kg/m
Carichi variabili (asse) = 6000 Kg/m

a. per la sezione verticale superiore:

$$M_{\sup} = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}\right) p \cdot r^2 = (0.29941) \cdot 6695 \cdot 0{,}475^2 = 452{,}27\ kg \cdot m$$

$$N_{\sup} = -\frac{1}{3\pi} p \cdot r = -0.10610 \cdot 6695 \cdot 0{,}475 = -337{,}71\ kg$$

b. per la sezione orizzontale mediana:

$$M_{med} = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8}\right) p \cdot r^2 = (-0.30669) \cdot 6695 \cdot 0{,}475^2 = 975{,}31\ kg \cdot m$$

$$N_{med} = p \cdot r = 6695 \cdot 0{,}475 = 116{,}96\ kg$$

Quindi per sovrapposizione degli effetti avremo:

M_{sup} = 507,83 kgm

M_{med} = 1044,74 kgm

N_{sup} = -454,67 kg

N_{med} = 484,40 kg

La sezione mediana è quella più sollecitata e necessita verifica:

Il materiale utilizzato è :

- Tipologia laminati: Laminati a caldo con profili a sezione cava
- Spessore nominale elemento: 40mm < t ≤ 80mm
- Dimensioni secondo UNI 5397
- Saldature con elettrodi secondo UNI 5132
- Struttura non protetta
- Temperatura minima del sito T_{md} = -25 °C
- Temperatura di riferimento T_{Ed} = -25 °C

Classe acciaio	**Subgrade**	**f_{tk} [MPa]**	**E_s [MPa]**	**ν**	**G_s [MPa]**	**f_{yk} [MPa]**	**γ_{Rd}**	**γ_{M0}**	**γ_{M1}**	**γ_{M2}**	**β**	**β_1**	**β_2**
S 235 H - UNI EN 10210-1	JR	340	210000	0,3	80769,2307692308	215	1,2	1,05	1,05	1,25	0,8	0,85	1

Considerando i seguenti dati:

$$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{min}\cdot f_{yk}\cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{W_y\cdot f_{yk}\cdot(1-N_{Ed}/N_{cr,y})} + \frac{M_{zeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{W_z\cdot f_{yk}\cdot(1-N_{Ed}/N_{cr,z})} <= 1$$

1A. Calcolo il carico critico euleriano per sbandamento intorno all'asse y

$N_{cr,y} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / l_{0,y}^2 = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 4166666700/1000^2$ =8635903,92 kN

1B. Calcolo il carico critico euleriano per sbandamento intorno all'asse z

$N_{cr,z} = \pi^2 \cdot E \cdot I_z / l_{0,z}^2 = \pi^2 \cdot 210000 \cdot 10416667/1000^2$ =21589,76 kN

2A. Calcolo la snellezza adimensionalizzata relativa a sbandamento intorno all'asse y

$\lambda_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{50000 \cdot 235/8635903920,04}$ =0,0369

2B. Calcolo la snellezza adimensionalizzata relativa a sbandamento intorno all'asse z

$\lambda_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{50000 \cdot 235/21589760,32}$ =0,7377

3A. La sezione è del tipo Sezione cava formata a caldo , quindi dalla tabella 4.2.VI di normativa il fattore di imperfezione per instabilità attorno ad y risulta essere:

α_y =0,21

3B. La sezione è del tipo Sezione cava formata a caldo , quindi dalla tabella 4.2.VI di normativa il fattore di imperfezione per instabilità attorno a z risulta essere:

α_z =0,21

4A. Determino il coefficiente Φ_y:

$\Phi_y = 0,5 \cdot (1 + \alpha_y \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,0369 - 0,2) + 0,0369^2)$ =0,4836

4B. Determino il coefficiente Φ_z:

$\Phi_z = 0,5 \cdot (1 + \alpha_z \cdot (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,7377 - 0,2) + 0,7377^2)$ =0,8286

5A. Determino il coefficiente χ_y:

$\chi_y = min[1, 1/\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}] = min[1, 1/0,4836 + \sqrt{0,4836^2 - 0,0369^2}]$ =1

5B. Determino il coefficiente χ_z:

$\chi_z = min[1, 1/\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}] = min[1, 1/0,8286 + \sqrt{0,8286^2 - 0,7377^2}]$ =0,8293

5B. Determino il coefficiente χ_z:

$\chi_z = min[1, 1/\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}] = min[1, 1/0,8286 + \sqrt{0,8286^2 - 0,7377^2}]$ =0,8293

6. Calcolo χ_{min}

$\chi_{min} = min(\chi_y, \chi_z) = min(1, 0,8293)$ =0,8293

7A. Determino il valore di $M_{y,eq,Ed}$

Il momento M_y è nullo, quindi:

$M_{y,eq,Ed} = 0$

7B. Determino il valore di $M_{z,eq,Ed}$

L'andamento del momento sull'asta è costante quindi:

$M_{z,eq,Ed}$ = 10,45 kNm

Verifica della diseguaglianza:

$4844 \cdot 1,05/0,8293 \cdot 235 \cdot 50000 + 0 \cdot 1,05/416666,67 \cdot 235 \cdot (1 - 4844/8635903920,04) + 10447000 \cdot 1,05/416666,67 \cdot 235 \cdot (1 - 4844/21589760,32) = 0,1126 \leq 1$

Verifica Soddisfatta.

13b) – VERIFICA IDRAULICA DEL GUADO:

In primo luogo si verifica la portata in condizioni non critiche, non di piena:

Per ciascun tubo di diametro 1000 mm ho un Qm = 0,26 mc/s

TUBI A SEZIONE PIENA						
D (mm)	**A** (mq)	**C** (m)	**R**	**h** (mm)	**V** (m/s)	**Officiosità Q_M** (mc/sec)
100	0,008	0,265	0,03	94	0,04	**0,00**
200	0,031	0,529	0,06	188	0,08	**0,00**
250	0,048	0,662	0,07	235	0,10	**0,00**
300	0,069	0,794	0,09	282	0,12	**0,01**
320	0,078	0,847	0,09	301	0,12	**0,01**
350	0,094	0,926	0,10	329	0,13	**0,01**
400	0,123	1,059	0,12	376	0,15	**0,02**
500	0,192	1,323	0,14	470	0,18	**0,04**
600	0,276	1,588	0,17	564	0,22	**0,06**
700	0,375	1,853	0,20	658	0,25	**0,09**
800	0,490	2,117	0,23	752	0,28	**0,14**
900	0,621	2,382	0,26	846	0,31	**0,19**
1.000	0,766	2,647	0,29	940	0,34	**0,26**
1.200	1,103	3,176	0,35	1.128	0,39	**0,43**
1.400	1,502	3,705	0,41	1.316	0,45	**0,67**
1.500	1,724	3,970	0,43	1.410	0,47	**0,81**
1.600	1,961	4,235	0,46	1.504	0,50	**0,98**
1.800	2,482	4,764	0,52	1.692	0,55	**1,36**
2.000	3,065	5,293	0,58	1.880	0,60	**1,83**

Quindi senza che avvenga il superamento della sezione stradale ho una portata limite con 12 tubi di 3,12 mc/s in condizioni di operatività della pista.

Contando invece le condizioni più critiche possibili, la sezione permette, al suo massimo (franco di sicurezza pari a 1 metro):

Calcolo officiosità alla sezione S
Moto uniforme.

Formula di Bazin

Q_s = AxV	**96,30**	mc/s
V = K √RJ	1,85	m/s
K = 87√R / √R+γ =	47,72	ad

dove:

A = area sezione utile	52,18	mq
R = raggio idraulico = A/C =	2,49	m
C = contorno bagnato	20,93	m
J = pendenza	0,0006	m/m
γ = coefficiente di scabrezza =	1,30	
F = franco di sicurezza o di bonifica =	1,00	m

dimensioni sezione

L =	21,46	m
b =	11,40	m
H =	4,45	m
B =	18,85	m

Per quanto rifguarda la situazione post intervento:

La sezione del torrente è allargata per via delle rampe di accesso alla passerella sommergibile. I tubi invece funzionano completamente sommersi con un battente di 255 cm.

Battente massimo	255	cm
Diametro	1000	mm
Portata defluente	3333,1	l/sec

Ciascun tubo quindi porta 3,33 mc/s per un totale di 40,00 mc/s
La residua sezione del torrente invece porta (sempre con un franco di sicurezza pari a 1 m):

Calcolo officiosità alla sezione S
Moto uniforme.

Formula di Bazin

Q_s = AxV	**84,25**	mc/s
V = K √RJ	1,33	m/s
K = 87√R / √R+γ =	42,92	ad

dove:

A = area sezione utile	63,31	mq
R = raggio idraulico = A/C =	1,60	m

C = contorno bagnato		39,52	m
J = pendenza		0,0006	m/m
γ = coefficiente di scabrezza =		1,30	(canali in terra con vegetazione soggetti a diserbo regolare)
F = franco di sicurezza o di bonifica =		1,00	m
dimensioni sezione			
L =	43,22	m	
b =	22,18	m	
H =	3,05	m	
B =	39,59	m	

La portata totale è quindi 40,00 + 84,25 = 124,25 mc/s > 96,30 mc/s

La portata è ritenuta sufficiente anche in caso di parziale ostruzione delle tubazioni di fondazione.

14) – VERIFICA STATICA PISTA:

14.1 PREMESSA.

Il predimensionamento della sovrastruttura stradale proposta è stato eseguito mediante l'utilizzo del "l'algoritmo di calcolo dell' "AASHTO GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES" basato sui risultati dell'esperimento AASHTO. Tale metodo empirico permette di calcolare, tramite alcune relazioni, che tengono conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la sovrastruttura, il numero di passaggi di assi standard del peso di 8,2 ton. che la pavimentazione può sopportare prima di raggiungere un grado di ammaloramento, cioè un livello di funzionalità inaccettabile, in relazione all' "affidabilità" richiesta. Il numero ricavato va poi confrontato con il numero di passaggi di assi standard alla fine della "vita utile" calcolati attraverso lo spettro di traffico inserito nel "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali".

14.2 DATI INIZIALI

Tipo di strada	Intervallo di velocità	TGM (veic/gg)	Incremento annuo	% veicoli commerciali	Tipo di sottofondo	Vita utile (anni)	Condizioni climatiche
PISTA STERRATA	30-60	100	0,0%	100%	SABBIA LIMOSA O SABBIA LIMO-GHIAIOSA	10	ITALIA SETTENTRIONALE

14.2.1 Obiettivi.

L'obiettivo che ci si prefigge nella progettazione delle sovrastrutture è quello, come si è accennato, di assicurare attraverso normali operazioni di manutenzione un livello minimo di funzionalità per un prefissato lasso di tempo. E' opportuno osservare che il rifacimento dello strato di usura dopo un certo numero di anni è da considerarsi come un intervento manutentivo ordinario e prevedibile al fine di assicurare le necessarie caratteristiche di aderenza nelle pavimentazioni flessibili e semi-rigide. Poiché, inoltre, le caratteristiche dei materiali utilizzati non si mantengono costanti nel tempo, i carichi sono dispersi per posizione ed entità, ed infine il fenomeno stesso della rottura per fatica risulta essere un fenomeno aleatorio, l'obiettivo deve essere definito in termini probabilistici. Nel progetto delle pavimentazioni, l'obiettivo si sostanzia, quindi, attraverso la definizione di tre elementi:

- La vita utile, intesa come il numero di anni durante il quale la pavimentazione deve assicurare, attraverso normali operazioni di manutenzione, condizioni di funzionalità superiori allo stato limite, per il progetto in esame è stata posta pari a 10 anni;
- Lo stato limite, cioè il livello minimo di funzionalità della sovrastruttura ritenuto accettabile, superato il quale è necessario comunque intervenire, per il metodo empirico il parametro di riferimento è il PSI. Per quanto concerne la percentuale di area fessurata limite della profondità media delle ormaie è stata fissata nel metodo empirico – meccanicistico dell'AASHTO 2002, pari a 1,2 cm, il che garantisce livelli di sicurezza accettabili;
- L'affidabilità, cioè la probabilità che la sovrastruttura sia in grado di assicurare, con normali operazioni di manutenzione, condizioni di circolazione superiori allo stato limite per l'intera durata della vita utile, per il progetto in esame è stata posta pari al 75%.

14.2.2 Traffico commerciale previsto.

Il volume di traffico, di veicoli commerciali, che, si prevede, transiterà durante il primo anno di vita utile (10 anni) della sovrastruttura considerati 220 giorni annui lavorativi è definito da:

$$n_{vca} = TGM_{tot} \; x \; p_c \; x \; p_{sm} \; x \; p_{corsia} \; x \; 220 = 22.000 \; veic./anno$$

dove:

TGM_{tot} = traffico giornaliero medio

p_c = percentuale veicoli commerciali

p_{sm} = percentuale di traffico nel senso di marcia

p_{corsia} = percentuale veicoli commerciali transitanti sulla corsia di calcolo

Possiamo, quindi, calcolare il numero di veicoli commerciali transitanti, nell'arco della vita utile (10 anni) sulla pavimentazione (o meglio sulla corsia più caricata):

$$T^N = n_{vca} \times \frac{(1+R)^N - 1}{R} = \mathbf{220.000}\ veic/vita$$

dove:

N = vita utile della pavimentazione

R = tasso d'incremento annuo del traffico commerciale assunto pari al 0,0%

Va precisato che il traffico giornaliero medio (TGM) è stato desunto da quanto previsto dalla convenzione aumentato per un certo margine di sicurezza nella fase di progettazione.

14.2.3 Portanza del sottofondo.

La portanza di un terreno è la sua capacità di sopportare i carichi senza che si verifichino eccessive deformazioni, che risultano essere di tipo elasto-plastico-viscoso.

Infatti la necessità di avere contenute deformazioni nel sottofondo, al fine di garantire le regolarità del piano viabile e consentire un'accettabile vita utile della sovrastruttura, condiziona decisamente lo spessore complessivo della pavimentazione e quindi il relativo costo di costruzione.

La portanza dipende da una serie di fattori:

- Natura, porosità e contenuto d'acqua del terreno;
- Entità, area di impronta e velocità di applicazione del carico e numero di applicazioni del carico.

La capacità portante può essere rappresentata con più parametri, tra i vari si è scelto di utilizzare il modulo resiliente M_r e il modulo di deformazione M_d. Tali parametri dovrebbero essere ricavati dai risultati di opportune prove sperimentali.

In mancanza di tali prove si sono utilizzate delle relazioni tra i vari parametri.

14.2.3.1 Modulo resiliente.

Per la determinazione del modulo resiliente si parte dalla classifica per i terreni di sottofondo di Casagrande, dove in funzione del materiale, che costituisce il sottofondo, si ricava il CBR di laboratorio. Nel caso specifico, di "*sabbia limosa o sabbia limo-ghiaiosa"*, questo valore varia tra 20 e 40, ed è stato posto pari a:

$$CBR_{lab} = 40$$

Con tale valore è possibile calcolare il valore del modulo resiliente, attraverso il catalogo della "Portanza dei sottofondo", che risulta essere pari a **M_r = 100 Mpa**.

14.2.3.2 Modulo di deformazione.

E' possibile ricavare il **modulo di deformazione** dalla seguente relazione:

$$M_d = (CBR_{prog}) / 0,2$$

dove

$$CBR_{prog} = M_r / 10 = \mathbf{10}$$

Risulta quindi che M_d = 50 Mpa.

Tale valore è sicuramente accettabile.

tipo di terra		sigla	NOME	Comportamento come fondazione	Comportamento come strato di base	Azione del gelo	Compressibilita' ed espansione	Caratteristiche del drenaggio	Macchine per il costipamento	Peso per unita' di volume (N / m³)	C B R	K (MPa/m)
terre a grana grossa (terre ghiaioso-sabbioso) CNR	ghiaia o terreno ghiaioso	GW	Ghiaia o ghiaia sabbiosa ben graduata	eccellente	buono	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo statico Rullo gommato trattore cingolato	20.000 - 22.500	60 - 80	≥ 80
		GP	Ghiaia o ghiaia sabbiosa poco graduata	da eccellente a buono	da scadente a discreto	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo statico Rullo gommato trattore cingolato	19.000 - 21.000	35 - 60	≥ 80
		GU	Ghiaia o ghiaia sabbiosa uniforme	buono	scadente	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo gommato trattore cingolato	18.500 - 20.000	25 - 60	≥ 80
		GM	Ghiaia limosa o ghiaia sabbia limosa	da eccellente a buono	da discreto a buono	da lieve a media	molto lieve	da discreto a scadente	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	21.000 - 23.000	10 - 60	≥ 80
		GC	Ghiaia argillosa o ghiaia sabbia argillosa	buono	scadente	da lieve a media	lieve	da scadente a praticamente impermeabile	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	19.000 - 22.500	20 - 40	≥ 80
	sabbia o terreno sabbioso	SW	Sabbia o sabbia ghiaiosa ben graduata	buono	scadente	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo gommato trattore cingolato	17.500 - 21.000	20 - 40	60 - 80
		SP	Sabbia o sabbia ghiaiosa poco graduata	da discreto a buono	scadente o inadatto	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo gommato trattore cingolato	17.000 - 19.000	15 - 25	60 - 80
		SU	Sabbia o sabbia ghiaiosa uniforme	da discreto a buono	non adatto	nessuna o lieve	pressocche' nulla	eccellente	Rullo gommato trattore cingolato	16.000 - 18.500	10 - 20	60 - 80
		SM	Sabbia limosa o sabbia limo-ghiaiosa	buono	scadente	da lieve a bassa	molto lieve	da discreta a scadente	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	19.000 - 21.500	20 - 40	60 - 80
		SC	Sabbia argillosa o sabbia argillosa-ghiaiosa	da discreto a buono	non adatto	da lieve a bassa	da lieve a media	da scadente a praticamente impermeabile	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	17.000 - 21.000	10 - 20	60 - 80
terre a grana fine (terre limo-argillose) CNR	elevata compressibilita' 11 < 50	ML	Limo, sabbia limosa, limo ghiaioso	da discreto a scadente	non adatto	da media a molto bassa	da lieve a media	da discreta a scadente	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	16.000 - 20.000	5 - 15	30 - 60
		CL	Argille magre argille sabbiose o ghiaiose	da discreto a scadente	non adatto	da media a bassa	media	praticamente impermeabile	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	16.000 - 20.000	5 - 15	30 - 60
		OL	Limi organici o argille organiche magre	scadente	non adatto	da media a bassa	da media a bassa	scadente	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	14.500 - 17.500	4 - 8	30 - 60
	bassa compressibilita' 11 > 50	MH	Argille micacee	scadente	non adatto	da media a molto bassa	bassa	da discreta a scadente	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	13.000 - 16.000	4 - 8	30 - 60
		CH	Argille grasse	scadente o molto scadente	non adatto	media	bassa	praticamente impermeabile	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	14.500 - 17.500	3 - 5	15 - 30
		OH	Argille organiche grasse	scadente o molto scadente	non adatto	media	bassa	praticamente impermeabile	Rullo gommato Rullo costip. a piede di montone	13.000 - 17.000	3 - 5	15 - 30
Torba o altre terre organ di fibre		Pt	Torba, humus ed altro	non adatto	non adatto	lieve	molto bassa	da discreta a scadente	non eseguibile il costipamento	———	—	—

Classifica sottofondi di Casagrande.

14.3 METODO EMPIRICO DELL'AASHTO.

14.3.1 Descrizione del metodo.

Il metodo è empirico - statistico, cioè basato su osservazioni sperimentali dei parametri presi in considerazione, i quali sono opportunamente correlati da funzioni di regressione in modo che i legami funzionali siano corretti.

Questo procedimento consiste nel determinare il numero di assi standard (8,2 ton) che la pavimentazione può sopportare, raggiungendo un fissato grado di ammaloramento finale (PSIf).

Tale valore è funzione di vari parametri, come le caratteristiche meccaniche dei materiali, gli spessori dei vari strati della pavimentazione, portanza del sottofondo, etc.

Questi assi devono essere confrontati con il traffico commerciale che si stima passerà durante la vita utile della pavimentazione sulla corsia più carica.

Poiché il traffico commerciale transitante si differenzia per il numero di assi, per il carico degli assi e per la tipologia, è necessario determinare il numero di assi standard equivalenti, ovvero il numero di assi standard che determinano lo stesso danno, alla pavimentazione, degli assi dei veicoli realmente transitanti.

Per determinare il numero di assi standard che transiteranno, è necessario stabilire preliminarmente i coefficienti di equivalenza tra ciascun asse reali e quello standard.

Anche questi coefficienti sono funzione di alcuni parametri, come le caratteristiche meccaniche dei materiali, gli spessori dei vari strati della pavimentazione, la portanza del sottofondo.

Noti questi coefficienti, si calcola quello medio, che è funzione delle composizioni del traffico sulla strada in esame.

Infine per determinare il numero di assi equivalenti che transiteranno sulla corsia più carica basta moltiplicare il coefficiente di equivalenza medio per il numero di veicoli commerciali che si stima transiteranno durante la vita utile della pavimentazione sulla corsia più critica.

La verifica consiste nel controllare che il numero di assi standard che la pavimentazione può sopportare sia maggiore del numero di assi equivalenti che transiteranno durante la vita utile della pavimentazione.

14.3.2 Calcolo dello "Structural Number" (SN).

Lo *"structural number"* SN è un parametro che tiene conto della "resistenza strutturale" della pavimentazione. Esso è funzione degli spessori degli strati s_i della "resistenza" dei materiali impiegati

rappresentata, attraverso i "coefficienti strutturali di strato" a_i, e della loro sensibilità all'acqua rappresentata attraverso i "coefficienti di drenaggio" m_i.

$$SN = \sum_i (a_i \, x \, m_i \, x \, s_i) \qquad (1);$$

dove:

- i è il numero degli strati costituenti la sovrastruttura stradale;
- a_i è un coefficiente che esprime la capacità relativa dei materiali impiegati nei vari strati della pavimentazione a contribuire come componenti strutturali alla funzionalità della sovrastruttura. Tali coefficienti sono funzione del tipo e proprietà del materiale. Nello specifico i coefficienti strutturali relativi agli strati di usura (a_1) e di base (a_3) si ricavano direttamente dei monogrammi presenti sull'AASHTO GUIDE in funzione della stabilità Marshall scelta per i rispettivi strati. Il valore del coefficiente relativo allo strato di collegamento (a_2) si ricava per interpolazione lineare dei parametri a_1 e a_3, ricavati sempre dall'AASHTO GUIDE però con il valore della stabilità Marshall ridotti del 5-10%, in quanto negli Stati Uniti non è previsto tale strato.
- infine lo strato relativo alla fondazione a_4 in misto granulare, cioè per uno strato non legato, si ricava in funzione del CBR della fondazione, in questo caso posto pari a 50 Mpa.
  I valori tipici per le prove di stabilità Marshall a 75 colpi per i diversi strati assumono i seguenti valori:

PROVA DI STABILITA'	Strato di usura	Strato di collegamento (binder)	Strato di base
75 colpi [kg]	1000÷1200	800÷1000	600÷800

Il metodo AASHTO utilizza un valore della stabilità Marshall a 50 colpi, risulta quindi:

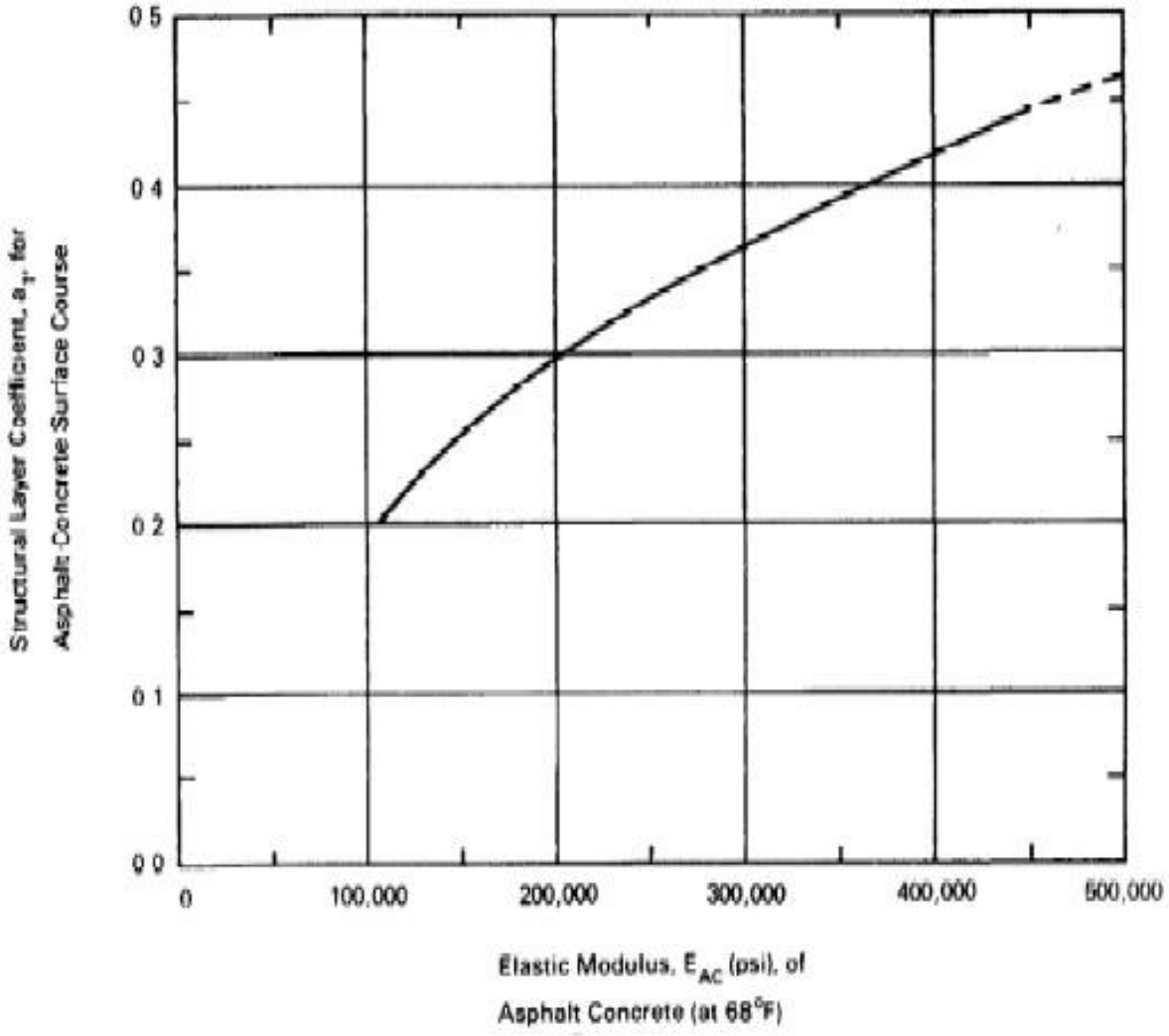
$$S75_{usura} = 1100 \text{ kg} \rightarrow S50_{usura} = 916{,}66 \text{ kg}$$
$$S75_{binder} = 1000 \text{ kg} \rightarrow S50_{binder} = 833{,}33 \text{ kg}$$
$$S75_{base} = 800 \text{ kg} \rightarrow S50_{base} = 667{,}663 \text{ kg}$$

Convertendo I valori così ottenuti in libbre si ottiene:

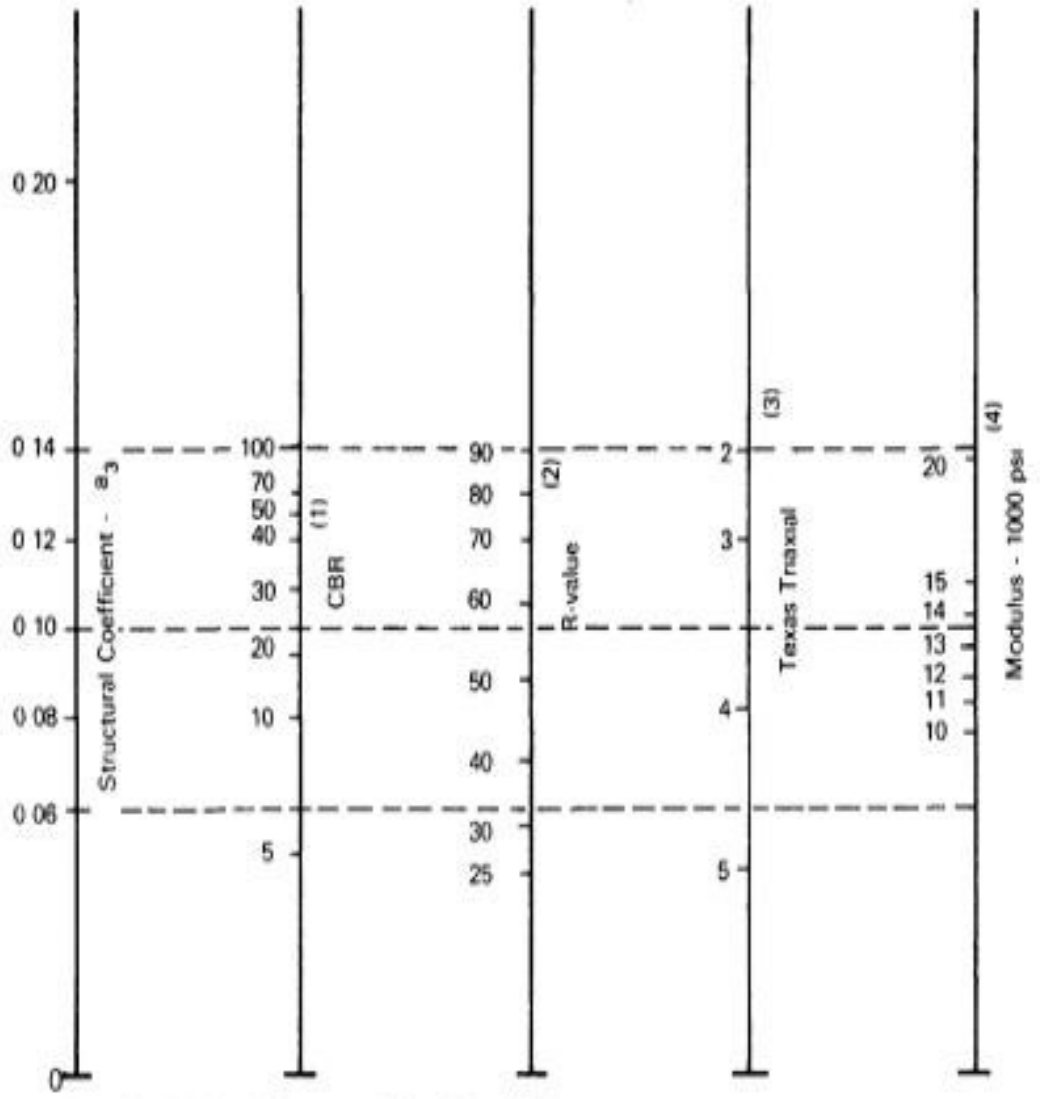
$$S50_{usura} = 916{,}67 \text{ kg} \rightarrow S50_{usura} = 2016{,}67 \text{ lib}$$
$$S50_{binder} = 833{,}33 \text{ kg} \rightarrow S50_{binder} = 1833{,}33 \text{ lib}$$
$$S50_{base} = 667{,}67 \text{ kg} \rightarrow S50_{base} = 1466{,}67 \text{ lib}$$

Da cui discendono i relativi coefficienti:

$$a_{usura} = 0{,}43;$$
$$a_{binder} = 0{,}40;$$
$$a_{base} = 0{,}28;$$
$$a_{fond(CBR=40)} = 0{,}12.$$



Coefficiente "a" per i conglomerati bituminosi



(1) Scale derived from correlations from Illinois

(2) Scale derived from correlations obtained from The Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming

(3) Scale derived from correlations obtained from Texas

(4) Scale derived on NCHRP project *(3)*

Coefficiente "a" per lo strato di base

- s_i è lo spessore dello strato i-esimo. Il pacchetto stradale (ove prevista asfaltatura) prevede:

  strato di usura (bitume modificato) sp.4 cm;
  assenza di strato di collegamento;
  strato di base sp.10 cm;
  fondazione sp.20 cm.

- m_i è un coefficiente funzione della quantità del drenaggio e della percentuale di tempo durante il quale la pavimentazione è esposta a livelli di umidità prossimi alla saturazione. L'effetto che l'acqua ha sui materiali legati è limitato infatti assume i seguenti valori:

m=1,00 → strati legati in misto granulare;
m=0,98 → strati in misto cementato;
m=0,95 → strati in misto granulare.

Per semplicità di calcolo si considera per la presente verifica un valore unitario.

formula (1) si ottiene:

SN = (*1,72+2,80+2,40) =* ***6,92*** *cm =* ***2,72*** *inch*

14.3.3 Calcolo del traffico in assi standard equivalenti ($N_{8,2ton}$).

Noto il numero di veicoli commerciali transitanti, alla fine della vita utile, per calcolare il numero di assi equivalenti, si è fatto ricorso ai coefficienti di equivalenza e allo spettro di traffico suggerito dal "Catalogo delle pavimentazioni".

Utilizzando il criterio definito dall'AASHTO, il traffico viene convertito in un numero di passaggi di assi standard equivalenti tramite la relazione:

$$N_{8,2} = T^{20} \times C_{SN}$$

dove:

- T^{20} *rappresenta il numero di veicoli commerciali transitante durante la vita utile dell'opera;*
- C_{SN} *è un coefficiente di equivalenza tra il generico asse reale, caratterizzato da un peso* P_i *e tipologia* T_i *e l'asse singolo standard da 8,2 ton ed è definito dalla seguente relazione:*

$$C_{SNi} = C_{SN}\,(P_i,\ T_i,\ PSI_f) = 10^{-A};$$

con

$$A = \{\ 4,79 \times [\ \log\ (18 + 1) - \log\ (0,225 \times P_i + T_i)] + 4,33 \times \log(T_i) + G / B_i - G / B^*\};$$

dove

$$G = \log \frac{PSI_i - PSI_f}{2,7}$$

$$B_i = 0,40 + \frac{0,081 \times (0,225 \times P_i + T_i)^{3,23}}{((SN / 2,54) + 1)^{5,19} \times T_i^{3,23}}$$

- $PSI_i - PSI_f$ = indice di servizio iniziale e finale (Present Serviceability Index), rappresenta il grado di ammaloramento della sovrastruttura flessibile, in termini di sicurezza e comfort e varia da 0 a 5:
  PSI_i viene assunto pari a 4,2 per tenere conto delle inevitabili imperfezioni costruttive,
  PSI_f per strade di bassa importanza si assume un valore pari a 2.
- B^* è il valore che B_i assume per gli assi da 8,2 ton
- SN è l'indice strutturale pari a $\sum_i = a_i \times s_i \times m_i$.

Per la tipologia di strada e le caratteristiche della sovrastruttura da verificare si sono svolti i calcoli e si riportano di seguito i risultati ottenuti:

TIPO DI VEICOLO	%FREQUENZA VEICOLO	Pi (kN)	Ti	Bi	G	A	CSNi	n*CSNi
1) Autocarri leggeri	0	10	1	0,404	-0,20	3,3024	0,0005	0,000000000
1) Autocarri leggeri	0	20	1	0,422	-0,20	2,2289	0,0059	0,000000000
2) Autocarri leggeri	0	15	1	0,410	-0,20	2,6918	0,0020	0,000000000
2) Autocarri leggeri	0	30	1	0,466	-0,20	1,5605	0,0275	0,000000000
3) Autocarri medi e pesanti	50	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,040076926
3) Autocarri medi e pesanti	50	80	1	1,589	-0,20	0,0000	1,0000	0,500000000
4) Autocarri medi e pesanti	25	50	1	0,688	-0,20	0,7475	0,1789	0,044714545
4) Autocarri medi e pesanti	25	110	1	3,573	-0,20	-0,5622	3,6488	0,912210658
5) Autocarri pesanti	0	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,000000000
5) Autocarri pesanti	0	160	2	0,566	-0,20	-0,3667	2,3267	0,000000000
6) Autocarri pesanti	10	60	1	0,896	-0,20	0,4646	0,3431	0,034305921
6) Autocarri pesanti	10	200	2	0,731	-0,20	-0,7292	5,3605	0,536045222
7) Autotreni e autoarticolati	0	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,000000000
7) Autotreni e autoarticolati	0	90	1	2,106	-0,20	-0,2017	1,5913	0,000000000
7) Autotreni e autoarticolati	0	80	1	1,589	-0,20	0,0000	1,0000	0,000000000
7) Autotreni e autoarticolati	0	80	1	1,589	-0,20	0,0000	1,0000	0,000000000
8) Autotreni e autoarticolati	5	60	1	0,896	-0,20	0,4646	0,3431	0,017152961
8) Autotreni e autoarticolati	5	100	1	2,762	-0,20	-0,3885	2,4461	0,122303105
8) Autotreni e autoarticolati	5	100	1	2,762	-0,20	-0,3885	2,4461	0,122303105
8) Autotreni e autoarticolati	5	100	1	2,762	-0,20	-0,3885	2,4461	0,122303105
9) Autotreni e autoarticolati	0	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,000000000
9) Autotreni e autoarticolati	0	160	2	0,566	-0,20	-0,3667	2,3267	0,000000000
9) Autotreni e autoarticolati	0	160	2	0,566	-0,20	-0,3667	2,3267	0,000000000
10) Autotreni e autoarticolati	0	60	1	0,896	-0,20	0,4646	0,3431	0,000000000
10) Autotreni e autoarticolati	0	180	2	0,639	-0,20	-0,5593	3,6252	0,000000000
10) Autotreni e autoarticolati	0	200	2	0,731	-0,20	-0,7292	5,3605	0,000000000
11) Autotreni e autoarticolati	0	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,000000000
11) Autotreni e autoarticolati	0	100	1	2,762	-0,20	-0,3885	2,4461	0,000000000
11) Autotreni e autoarticolati	0	240	3	0,566	-0,20	-0,4477	2,8038	0,000000000
12) Autotreni e autoarticolati	0	60	1	0,896	-0,20	0,4646	0,3431	0,000000000
12) Autotreni e autoarticolati	0	110	1	3,573	-0,20	-0,5622	3,6488	0,000000000
12) Autotreni e autoarticolati	0	270	3	0,639	-0,20	-0,6403	4,3685	0,000000000
13) Mezzi d'opera	10	50	1	0,688	-0,20	0,7475	0,1789	0,017885818
13) Mezzi d'opera	10	120	1	4,559	-0,20	-0,7243	5,2998	0,529979825
13) Mezzi d'opera	10	390	3	1,147	-0,20	-1,2356	17,2021	1,720211169
14) Autobus	0	40	1	0,550	-0,20	1,0961	0,0802	0,000000000
14) Autobus	0	80	1	1,589	-0,20	0,0000	1,0000	0,000000000
15) Autobus	0	60	1	0,896	-0,20	0,4646	0,3431	0,000000000
15) Autobus	0	100	1	2,762	-0,20	-0,3885	2,4461	0,000000000
16) Autobus	0	50	1	0,688	-0,20	0,7475	0,1789	0,000000000
16) Autobus	0	80	1	1,589	-0,20	0,0000	1,0000	0,000000000

Tabella di calcolo conversione in assi equivalenti

Dai risultati ottenuti si perviene al valore di C_{sn} che è pari a 4,719492359.
E quindi:

$$\mathbf{N_{8,2}} = 220.000 \text{ x } 4,719492359 = \mathbf{1.038.288}$$

14.3.4 Calcolo del traffico sopportabile ($W_{8,2}$)

L'equazione per il traffico sopportabile in termini di assi standard equivalenti da 8,2 ton delle pavimentazioni flessibili è la seguente:

$$LogW_{8,2} = Z_R * S_0 + 9,36 * \log\left(\frac{SN}{2,54} + 1\right) - 0,20 + \frac{\log\frac{PSI_i - PSI_f}{4,2-1,5}}{0,40 + \frac{1094}{\left(\frac{SN}{2,54}+1\right)^{5,19}}} + 2,32 * LogM_R - 3,056$$

dove:

- $W_{8,2}$ è il numero di passaggi di assi singoli equivalenti da 18 kpounds (8,2 ton o 80 kN) sopportabile;
- Z_r è il valore della variabile standardizzata legata all'affidabilità (R = 75% che consite nella probabilità che il numero di ripetizioni di carico N_t(max) che portano il valore PSI = PSI_f sia maggiore o uguale al numero di ripetizioni N_T realmente applicati alla sovrastruttura).
  Nella tabella seguente si ne riportano i valori:

R	50	60	70	75	80	85	90	92	95	98	99	99,9
Z_r	0,000	-0,253	-0,525	-0,674	-0,841	-1,037	-1,282	-1,405	-1,645	-2,054	-2,327	-3,090

  Per l'affidabilità richiesta alla categoria in esame si ottiene un valore di Z_r= -0,674;
- S_0 è la deviazione standard che tiene conto dall'errore che si commette nelle previsioni dei volumi di traffico e delle prestazioni della pavimentazione; per le pavimentazioni flessibili, assume un valore compreso tra 0,40 e 0,50 quando si tiene conto dell'errore che si commette sia sul traffico sia sulla pavimentazione, in questo caso è stato scelto un valore pari a 0,40;
- PSI_i – PSI_f = indice di servizio iniziale e finale (Present Serviceability Index);
- M_r è il modulo resiliente del sottofondo misurato in psi;
- SN è lo structural number misurato in pollici.

Risulta, quindi che il numero di passaggi di assi standard sopportabili dalla pavimentazione è:

$$\text{Log } W_{8,2} = 6,333066729 \rightarrow \mathbf{W_{8,2}} = 10^{6,333066729} = \mathbf{2.153.112}$$

14.3.5 Verifica tratto asfaltato

Il metodo empirico si conclude verificando che il numero di passaggi di assi standard ($N_{8,2}$), risulti inferiore al numero massimo di passaggi di assi standard sopportabili dalla pavimentazione ($W_{8,2}$).

Per cui:

$$N_{8,2} < W_{8,2}$$

ovvero:

1.038.288 < 2.153.112

che risulta soddisfatta.

15) – CONCLUSIONI DELLA PARTE STRUTTURALE:

La struttura è verificata secondo i disegni predisposti.

Dott. Ing. Simone Riminucci