



centropadane

l'esperienza si fa strada

autostrade centropadane spa

NUOVO CASELLO DI CASTELVETRO, RACCORDO
AUTOSTRADALE CON LA S.S. 10 "PADANA INFERIORE" E
COMPLETAMENTO DELLA BRETTELLA AUTOSTRADALE
TRA LA S.S. 10 "PADANA INFERIORE" E LA S.S. 234

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA
Relazione geologica

DOCUMENTO N°		CODIFICA DOCUMENTO: c.1 .doc	SCALA :
c.1		Questo documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Centropadane S.p.A.	
		IL RESPONSABILE DELLA COMMESSA : DOTT.ING. R. SALVADORI	
REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESTENSORE
0	feb 2005	EMISSIONE	Sartori
1	dic 2005	ALTERNATIVA CASELLO DI CASTELVETRO	Sartori

IL DIRETTORE TECNICO
DOTT.ING. R. SALVADORI

IL PRESIDENTE
RAG. AUGUSTO GALLI

I PROGETTISTI: DOTT.ING. R. SALVADORI

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CREMONA
Dott. Ing. ROBERTO SALVADORI
N. 755 di iscrizione all' Albo

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riferita all'ipotesi progettuale che prevede la realizzazione di un nuovo casello autostradale situato ad ovest di quello attuale, integra la relazione geotecnica generale realizzata a supporto del progetto definitivo "Nuovo casello di Castelvetro, raccordo autostradale con la S.S.10 Padana inferiore e completamento della bretella autostradale tra la S.S.10 Padana Inferiore e la S.S.234", che interessa le provincie di Cremona e Piacenza.

Il tracciato considerato nella presente relazione, interessa il tratto compreso tra la ex SS10 e l'autostrada A21 (per le altre porzioni di tracciato, si rimanda quindi alla relazione geotecnica generale).

La relazione si basa sulle risultanze della relazione geologica e sulla campagna di indagini geognostiche effettuata tra il dicembre 2000 e il marzo 2001, da Elletipi s.r.l.

Nel tratto in esame, il tracciato è costituito da un rilevato che presenta la massima altezza di circa 11m, in corrispondenza dell'attraversamento della linea ferroviaria Cremona- Piacenza (sezioni 48-50) e della ex SS10 (sez.81-86).

Le problematiche geotecniche principali, sono quelle riconducibili all'assestamento del rilevato in corrispondenza dei manufatti di attraversamento (probabilmente fondati su pali).

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Lo svolgimento delle indagini geognostiche e l'elaborazione delle successive valutazioni geotecniche ha tenuto conto delle prescrizioni legislative vigenti, e in particolare di:

- [1] D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e relative istruzioni.
- [2] AGI (1977): "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".

I testi e le pubblicazioni specialistiche cui si è fatto principalmente riferimento nel seguito sono:

- [3] Cestari F. (1990): "Prove geotecniche in sito". Ed. Geo-graph.
- [4] Lancellotta R. (1993): "Geotecnica". Edizioni Zanichelli.
- [5] Viggiani C. (1999): "Fondazioni". Ed. Hevelius.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il modello geotecnico del terreno adottato per il progetto definitivo dell'opera in esame, è basato sui dati ricavati dalle indagini geognostiche che verranno di seguito illustrate facendo riferimento alla tavola "Planimetria indagini geognostiche" scala 1:10.000 allegata alla relazione geotecnica generale.

Sondaggio	Profondità	Tipologia	Strumentazione	Prove in foro durante la perforazione
C3	H= 20m	Sondaggio a carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto H=15m	N 5 prove SPT N1 prova Lefranc
C4	H= 20m	Sondaggio a carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto H=15m	N 6 prove SPT N1 prova Lefranc
C5	H= 20m	Sondaggio a carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto H=15m	N 5 prove SPT N1 prova Lefranc
C6	H= 20m	Sondaggio a carotaggio continuo	Piezometro a tubo aperto H=15m	N 4 prove SPT N1 prova Lefranc
CPTE3	H= 20.35m	Penetrometria statica a punta		

		elettrica		
CPTE4	H= 20.30m	Penetrometria statica a punta elettrica		
CPTE6	H= 20.35m	Penetrometria statica a punta elettrica		

Durante l'esecuzione dei sondaggi, in corrispondenza dei terreni granulari, sono state eseguite le prove SPT, mentre in corrispondenza di livelli coesivi significativi, mediante campionatori a pistone tipo Osterberg sono stati prelevati campioni indisturbati che, attraverso prove di laboratorio, hanno permesso di ricavare i parametri di resistenza al taglio e deformabilità.

4 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il profilo stratigrafico del terreno compreso tra la ex SS 10 e l'autostrada A21, è rappresentato dalla "Sezione geognostica", allegata alla presente relazione.

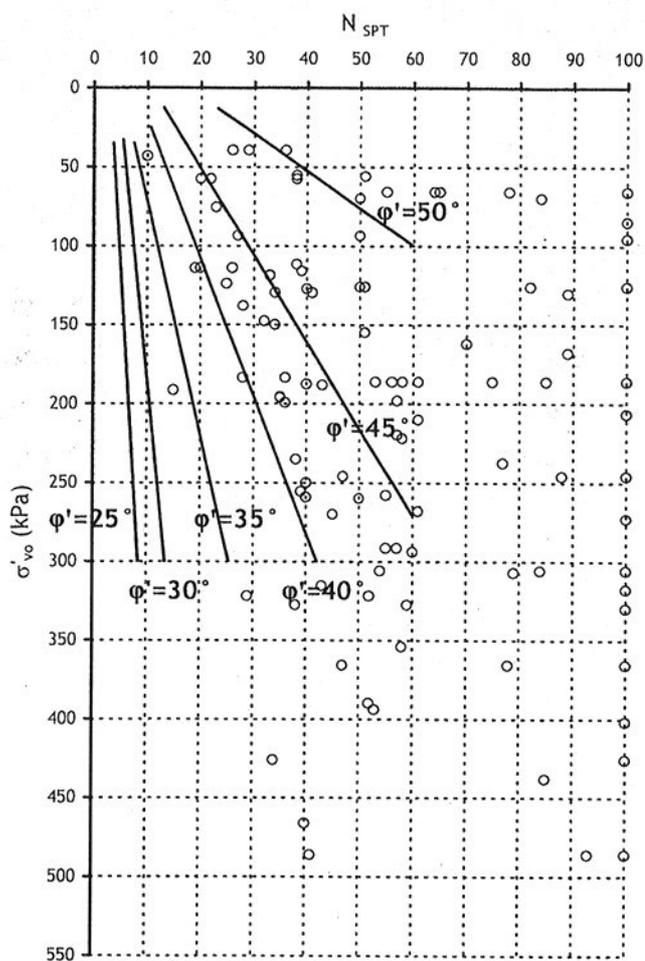
In tale elaborato, per ogni livello differenziato, è stata fornita una breve descrizione litologica con la corrispondente classificazione CNR-UNI 10006 e sono stati forniti i principali parametri geotecnici del terreno solitamente utilizzati nella progettazione delle opere stradali, valutati attraverso il confronto tra le varie metodologie riportate dalla letteratura geotecnica.

Dai dati geognostici, risulta che il terreno interessato dal progetto, è costituito essenzialmente da materiale granulare e i parametri di resistenza e deformabilità, sono stati quindi ricavati attraverso le prove in sito effettuate.

In particolare per la valutazione della resistenza al taglio, sono state utilizzate sia le correlazioni di Meyerhof (valutazione della densità relativa), Schmertmann e De Mello, che quelle proposte attraverso le valutazioni empiriche delle seguenti:

$$\varphi'_p = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15 \quad \text{Road Bridge Specification}$$

$$\varphi'_p = 0.3 \cdot N_{SPT} + 20 \quad \text{Peck et al. (1953)}$$



Correlazione di De Mello (1971)
 $\phi' = f(N_{SPT}, \sigma'_{v0})$

Risultati delle prove SPT. Correlazione di De Mello (1971)

I parametri di deformabilità del terreno (modulo elastico) sono stati valutati attraverso il confronto tra le correlazioni proposte da Schmertmann e D'Apollonia (1970).

Per i livelli di terreno a comportamento prevalentemente coesivo, i parametri di resistenza al taglio e di deformabilità, sono stati valutati attraverso le prove penetrometriche statiche (CPTe e CPTU), integrate dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati opportunamente prelevati.

In sintesi, in base alle modalità sopra citate, lungo la porzione di tracciato, compreso tra la ex SS10 e l'autostrada A21, sono stati differenziati i seguenti livelli (vedi Sezione geognostica):

Livello A

Litologia:

Argilla e limo, mediamente compatti

CNR-UNI 10006:

A4-A5-A6

Resistenza alla punta:	$Q_c = 1-1.5 \text{ MPa}$
Numero colpi N_{SPT} :	$N_{\text{SPT}} = 4-7$
Peso di volume:	$\gamma = 18 \text{ KN/mc}$
Coesione non drenata:	$C_u = 30-50 \text{ KPa}$
Indice di compressione:	$C_c = 0.15-0.20$
Coeff. di Consolidazione:	$C_v = 10^{-2}-10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$
Modulo elastico:	$E = 3-4 \text{ MPa}$
Permeabilità:	$K = 10^{-7}-10^{-8} \text{ cm/s}$

Livello C

Litologia:	Argilla limosa grigia
CNR-UNI 10006:	A7
Resistenza alla punta:	$Q_c = 0.5 \text{ MPa}$
Peso di volume:	$\gamma = 17.5 \text{ KN/mc}$
Coesione non drenata:	$C_u = 20-30 \text{ KPa}$
Coesione:	$C = 0 \text{ KPa}$
Angolo attrito di picco:	$\phi = 21^\circ$
Indice di compressione:	$C_c = 0.5$
Coeff. di Consolidazione:	$C_v = 1.5 * 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$
Modulo edometrico	$E_{\text{ed}} = 2 \text{ MPa}$
Permeabilità:	$K = 7 * 10^{-8} \text{ cm/s}$

Livello F

Litologia:	Argilla e limo sabbioso, con torba
CNR-UNI 10006:	A4-A5-A6-A7-A8
Resistenza alla punta:	$Q_c = 1 -2 \text{ MPa}$
Peso di volume:	$\gamma = 17.5 \text{ KN/mc}$

Livello H

Litologia:	Sabbia debolmente limosa, sciolta
CNR-UNI 10006:	A3
Resistenza alla punta:	$Q_c = 2-5 \text{ MPa}$
Numero colpi N_{SPT} :	$N_{\text{SPT}} = 5-8$
Peso di volume:	$\gamma = 18 \text{ KN/mc}$
Densità relativa:	$D_r = 45\%$
Angolo attrito:	$\phi = 26-30^\circ$
Modulo elastico:	$E = 10-15 \text{ MPa}$

Permeabilità: $K = 10^{-3}-10^{-5}$ cm/s

Livello L

Litologia: Sabbia debolmente limosa, da sciolta a compatta

CNR-UNI 10006: A3

Resistenza alla punta: $Q_c = 6-8$ MPa

Numero colpi N_{SPT} : $N_{SPT} = 7-10$

Peso di volume: $\gamma = 18.5$ KN/mc

Densità relativa: $D_r = 52\%$

Angolo attrito: $\phi = 30-32^\circ$

Modulo elastico: $E = 15-20$ MPa

Permeabilità: $K = 10^{-3}-10^{-5}$ cm/s

5 LIVELLO PIEZOMETRICO DELLA FALDA

Nel tratto compreso tra la ex SS10 e l'autostrada A21 nell'area del previsto nuovo casello, il livello piezometrico della falda, è stato monitorato attraverso 4 piezometri a tubo aperto, la cui ubicazione è riportata sulla "Planimetria indagini geognostiche" allegata al progetto generale.

La soggiacenza varia da circa 1.5m in corrispondenza del piezometro C6 situato in prossimità della autostrada A21 a circa 3m nel piezometro C3, in corrispondenza della ex SS10.

In appendice al presente rapporto, sono riportati i diagrammi che indicano l'oscillazione del livello piezometrico, misurato nei piezometri presenti nell'area di interesse.

6 INDICAZIONI PROGETTUALI

Tratti in rilevato

In corrispondenza del piano di appoggio del rilevato, è previsto uno scotico di 0.4m e relativa compattazione del piano.

In presenza di terreni particolarmente scadenti (argille plastiche o torbe), oltre al normale scotico, si procederà ad un ulteriore approfondimento della base di appoggio, con sostituzione del terreno scadente con materiale da rilevato.

I rilevati verranno realizzati con scarpate aventi inclinazione 2:3 e il materiale verrà messo in opera secondo le modalità di addensamento previste dal capitolato.

Le scarpate verranno rivestite con terreno vegetale e successivamente inerbite.

Le problematiche geotecniche principali legate alla realizzazione della struttura stradale in rilevato, sono riconducibili essenzialmente ai cedimenti del terreno di appoggio del rilevato stesso.

Come risulta dalla sezione geognostica allegata, lungo il tracciato è presente essenzialmente materiale granulare, ricoperto da una coltre di materiale con una maggior componente limosa argillosa e quindi più compressibile e meno permeabile.

I cedimenti del piano di posa, in corrispondenza dei tratti con altezza del rilevato a maggior altezza, potrebbero dare luogo a cedimenti differenziali non trascurabili con tempi di assestamento piuttosto lunghi.

Verrà di seguito riportata la stima dei cedimenti assoluti valutati in corrispondenza dei vari tratti di rilevato.

I cedimenti sono stati valutati secondo la teoria dell'elasticità, in base ai parametri riportati nella caratterizzazione geotecnica del terreno.

La dissipazione del carico trasmesso dal rilevato con la profondità, è stata valutata attraverso gli abachi proposti da vari autori (Jambu, Bjerrum, Kjaernsli 1956 e Fadum).

Verranno di seguito riportati i valori assoluti dei cedimenti ottenuti in corrispondenza di tratti caratteristici di tracciato.

Sezione	Lunghezza (m)	Altezza rilevato (m)	Larghezza rilevato (m)	Cedimento assoluto in asse al rilevato (cm)
9-17	200	7-8	35	15-20
43-56	325	7-11	45	15-25
71-95	600	7-10	45	20-30

Pur trattandosi di cedimenti non trascurabili, indicativamente fino alla sezione 71, il terreno è costituito essenzialmente da materiale granulare e gli assestamenti dovrebbero esaurirsi prima della messa in opera della pavimentazione.

Avvicinandosi alla ex SS10, la presenza di una coltre superficiale poco permeabile (livello F) potrebbe richiedere tempi di assestamento più lunghi, per cui, al fine di ridurre gli assestamenti differenziali residui, si consiglia di adottare specifici provvedimenti per favorire l'assestamento del rilevato prima della messa in opera della pavimentazione.

A tale scopo, in corrispondenza della base di appoggio del rilevato, si potrebbero installare dreni verticali spinti fino alla sommità del livello I e quindi con una lunghezza media di circa 10m, disposti secondo una maglia triangolare di 2m di lato.

Tipologia di fondazione per sottopassi e sovrappassi

La tipologia delle fondazioni per questo tipo di opere, è condizionata essenzialmente dai seguenti parametri:

- a) luce del manufatto e conseguente entità del carico trasmesso alla fondazione
- b) soggiacenza della falda
- c) caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Per ogni manufatto di attraversamento, verrà riportata una sintesi dei parametri sopra citati e verrà indicata la tipologia consigliata per le fondazioni.

Successivamente, verrà fornita una stima per il dimensionamento del tipo di fondazione adottato.

Tipo manufatto	Sezione	Caratteristiche geotecniche terreno	Soggiacenza falda (m)	Tipologia fondazione
Sovrappasso autostrada A21	12-15	Livello H	1.5	Pali
Sovrappasso ramo di svincolo	35-39	Livello H	1.5	Pali
Sottopasso strada comunale della Bellina	44-45	Livello H	2.5	Diretta
Sottopasso linea FF.SS Piacenza Cremona	48-51	Livello H	2.5	Pali
Sottopasso SS10 Padana Inferiore	81-86	Livello F	3	Pali

Manufatti con fondazioni dirette

Solitamente per questo tipo di strutture, è prevista una fondazione a platea avente come dimensione B la luce netta incrementata di 6-8m e come lunghezza L, la larghezza della struttura stradale (indicativamente 30m) incrementata di 3-4m.

Nel tracciato in esame, le fondazioni dirette, sono state previste in corrispondenza di terreno granulare (livello H).

Il carico di rottura del terreno di fondazione, può quindi essere valutato attraverso la metodologia proposta da Terzaghi con espressioni del tipo:

$$Q = 0.5 B \gamma N_{\gamma}$$

Dove:

Q = carico di rottura del terreno

B = larghezza della fondazione

γ = peso di volume del terreno

N_γ = coefficiente di capacità portante che nei casi in esame può essere assunto pari a 16.72 (Vesic, 1975) corrispondente ad un angolo di attrito di 28 gradi

Si può trascurare il contributo del sovraccarico laterale, in quanto le fondazioni sono superficiali.

Nella valutazione del carico di rottura, si è considerato che il livello della falda è alla quota del piano di fondazione.

Nell'ipotesi di una fondazione avente larghezza $B = 20\text{m}$, considerando un coefficiente di sicurezza alla rottura pari a 3, il carico di sicurezza alla rottura (q) risulta:

$$q = 4\text{-}5 \text{ Kg/cm}^2$$

I cedimenti della struttura, sono stati valutati, considerando i carichi a cui sarà soggetta la fondazione.

Tali carichi derivano dalla somma del peso proprio della struttura, dal peso della pavimentazione e dell'eventuale materiale da rilevato e dai carichi valutati secondo quanto previsto dalla normativa.

Nei casi in esame, in base a questi carichi, la fondazione potrà trasmettere al terreno una sollecitazione media di circa $0.6\text{-}0.8 \text{ Kg/cm}^2$.

Trattandosi di terreni granulari, la valutazione dei cedimenti è stata fatta secondo la teoria dell'elasticità e la diffusione delle sollecitazioni con la profondità, è stata valutata attraverso gli abachi proposti da Jambu, Bjerrum e Kjaernsli, 1956.

Nei casi esaminati, sono stati ottenuti cedimenti assoluti compresi tra 5 e 8 cm.

Considerando che i terreni di fondazione sono costituiti da materiali granulari permeabili, e che i manufatti saranno soggetti al traffico pesante dei mezzi di cantiere, i cedimenti dovrebbero esaurirsi prima della messa in opera della pavimentazione in conglomerato bituminoso.

Considerando i livelli della falda, salvo casi eccezionali, lo scavo delle fondazioni dovrebbe avvenire senza particolari problemi; in casi limiti, si dovranno prevedere sistemi di abbassamento temporaneo della superficie freatica e la successiva impermeabilizzazione delle strutture stesse.

Manufatti con fondazioni su pali

Per i manufatti situati in corrispondenza di terreni di fondazione scadenti o con luci elevate, sono state previste fondazioni su pali.

Il diametro dei pali potrà variare a secondo dal carico trasmesso alla fondazione e indicativamente è stato assunto per il calcestruzzo una sollecitazione in fase di esercizio pari a circa 30 Kg/cmq.

In genere per questi tipi di manufatti, verranno utilizzati pali con diametro 600 mm, 800 mm e 1000mm.

La lunghezza dei pali, è stata valutata attraverso un programma di calcolo commerciale (Aztec Informatica) che utilizza le formule statiche indicate nel testo "Fondazioni" del prof. C.Viggiani.

Adottando un coefficiente di sicurezza alla rottura palo terreno minimo pari a 3, la lunghezza dei pali risulta:

Diametro palo (mm)	Lunghezza palo (m)	Portata palo (t)
600	20	85
800	22	150
1000	25	235

Anche se nella valutazione della portata del palo è stato considerato il contributo della punta, la portata di sicurezza del palo è sempre inferiore alla portata laterale del palo e i cedimenti dovrebbero quindi essere contenuti.

Dr. Diego Sartori