

**COMUNE DI FERRARA**

**AREA "PETROLIFERA ESTENSE"  
VIA PADOVA 43**

**PIANO PARTICOLAREGGIATO  
DI INIZIATIVA PRIVATA  
ZONA B4.5**

**RELAZIONE GEOLOGICA**

ELABORATO ALLEGATO A  
RICHIESTA DI PR. *2674/07*

 PRESA VISIONE  
27 GEN. 2011  
IL SEGRETARIO

**Committente: SCANAVINI ASSOCIATI**  
Studio di Ingegneria  
Via Comacchio n.13 FERRARA

**Data: Ferrara, 15 maggio 2007**

**Rif.rel. 13/2007**



**EDILGEO Studio Tecnico Geologico Associato**  
dr.geol.Giorgio Castaldi - dr.geol.Marilena Martinucci  
via Pontegradella 11- 44100 Ferrara tel 0532 740943 fax  
e.mail: edilgeo.fe@email.it

## COMUNE DI FERRARA

### AREA "PETROLIFERA ESTENSE" - VIA PADOVA 43 PIANO PARTICOLAREGGIATO

#### RELAZIONE GEOLOGICA

##### INDICE

1. PREMESSA
  - 1.1. CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA
2. NORMATIVA
  - 2.1. NORME URBANISTICHE ED EDILIZIE
  - 2.2. NORME RELATIVE ALLE ACQUE
  - 2.3. NORME RELATIVE AI SITI INQUINATI
3. IL MODELLO GEOLOGICO
  - 3.1. GENERALITA'
  - 3.2. LOCALIZZAZIONE TERRITORIALE DELL'INTERVENTO
  - 3.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO
    - 3.3.1. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA
    - 3.3.2. ASSETTO IDROGEOLOGICO
    - 3.3.3. QUADRO SISMOTETTONICO
  - 3.4. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSUOLO
    - 3.4.1. INDAGINE GEOGNOSTICA
    - 3.4.2. SUCCESSIONE STRATIGRAFICA
    - 3.4.3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA
  - 3.5. AZIONE SISMICA
    - 3.5.1. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO
    - 3.5.2. LIQUEFAZIONE
  - 3.6. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE GENERALI
    - 3.6.1. FONDAZIONE DIRETTA:PRESSIONE AMMISSIBILE
    - 3.6.2. MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO
  - 3.7. CONSIDERAZIONI PER IL PIANO DELLE INFRASTRUTTURE
    - 3.7.1. STRADE E PIAZZALI
4. VULNERABILITA' E PERICOLOSITA' GEOLOGICA
  - 4.1. PERICOLOSITA' SISMICA
  - 4.2. PERICOLOSITA' AMBIENTALE
    - 4.2.1. BONIFICA DEL SITO
  - 4.3. PERICOLOSITA' IDRAULICA
    - 4.3.1. INVARIANZA IDRAULICA
    - 4.3.2. VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA
  - 4.4. PERICOLOSITA' GEOTECNICA



## 1 PREMESSA

Per incarico dello Studio Tecnico Scanavini Associati di Ferrara si redige la presente Relazione Geologica per il Piano Particolareggiato relativo ad un'area sita in Ferrara, via Padova 43.

L'area della Ditta Petrolifera Estense è attualmente adibita a deposito e commercio di carburante, attività esercitata anche dalla proprietà precedente (Consorzio Agrario).

Il PRG comunale vigente identifica l'area come Zona B4.5, Ambiti costituiti da ex aree produttive prevalentemente dismesse, da assoggettare a ristrutturazione urbanistica, ambito in cui è prescritto lo strumento urbanistico preventivo ( art.29.4.5 delle NTA).

Per tale Piano Particolareggiato è prevista la Relazione Geologica e analisi geotecnica del terreno (art.38, punto B - J) del Regolamento edilizio comunale).

### 1.1. CONTENUTI DELLA RELAZIONE GEOLOGICA

Per la progettazione di opere su grandi aree, fra le quali gli interventi per nuovi insediamenti civile ed industriali e la ristrutturazione di insediamenti esistenti, la normativa vigente prevede che prima della progettazione delle singole opere per le quali valgono le norme specifiche, sia verificata e documentata con relazione tecnica la fattibilità dal punto di vista geologico e geotecnico e, se necessario, individuati i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo. (D.M. 11.03.88 punto H3)

La verifica di fattibilità geologica e geotecnica comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongono l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità (Circ. LL PP 24.09.88 punto H3).

Per accertare la fattibilità dovranno pertanto essere definiti attraverso la Relazione geologica:

- i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva;
- i caratteri litostratigrafici e strutturali;
- la stabilità anche in termini di subsidenza, compressibilità e consistenza dei terreni;
- il regime delle acque superficiali, lo schema idrogeologico e le caratteristiche delle falde idriche, relativamente alle opere;
- le proprietà fisico-meccaniche dei terreni anche in rapporto alle falde;
- la presenza di eventuali cavità o disomogeneità naturali o artificiali nel sottosuolo, significative ai fini del progetto.

L'entrata in vigore del D.M. 14 settembre 2005 ha ribadito la necessità degli studi geologici e geotecnici nell'elaborazione dei Piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessino ampie superfici (punto 7.3.10) specificando che tali studi devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibili del territorio in esame.

Attraverso il Modello Geologico si deve valutare inoltre la pericolosità sismica e le indagini devono essere finalizzate anche alla caratterizzazione del territorio per lo studio dei fenomeni di amplificazione locale.

## 2. LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1. NORME URBANISTICHE ED EDILIZIE

- Legge 17 agosto 1942, n.1150 "Legge Urbanistica" e succ. mod.
- Legge 2 febbraio 1974, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.P.R. 6 giugno 2001, m.380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- Ordinanza n.3274 P.C.M. del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- D.M. 11 marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"
- D.M. 14 settembre 2005, "Norme tecniche per le costruzioni"
- D.m. 12 dicembre 1985 "Norme tecniche relative alle tubazioni"
- L.R. 24 marzo 2000, n.20 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"
- L.R. 25 novembre 2002, n.31 "Disciplina generale dell'edilizia"
- Deliberazione G.R. 21 luglio 2003, n.1435 "Prime disposizioni sull'ordinanza del PCM n. 3274/03"
- Deliberazione G.R. 24 ottobre 2005, n.1677 "Prime indicazioni applicative in merito al D.M. 14 settembre 2005 "Norme tecniche per le costruzioni"".
- Piano Territoriale Paesistico Regionale dell'Emilia Romagna
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Ferrara, B.U.R. E.R. 12 marzo 1997
- Piano Regolatore Comunale di Ferrara, N.T.A., approvato con D.R. 11 aprile 1995
- Regolamento Edilizio del Comune di Ferrara, agosto 1998
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977)".
- Eurocode EC-7 : Geotechnics,design - dicembre 1987

### 2.2. NORME RELATIVE ALLE ACQUE

- R.D. 8 maggio 1904, n.368 "Disposizioni in materia di Polizia Idraulica"
- T.U. 25 luglio 1904, n.523 "Testo Unico di legge sulle opere idrauliche"
- R.D. 11 dicembre 1933, n.1775 "Testo Unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici"
- D. Lgs.11 maggio 1999, n.152 "Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della direttiva 91/271/CEE concernente il trattamento delle acque reflue urbane e della direttiva 91/676/CEE relativa alla protezione delle acque dall'inquinamento provocato dai nitrati provenienti da fonti agricole"
- D.Lgs 18 agosto 2000, n.258 "Disposizioni correttive e integrative del decreto legislativo 11 maggio 1999, n.152, in materia di tutela delle acque dall'inquinamento, a norma dell'art.1, comma 4, della legge 24 aprile 1998, n.128."
- D.M. 12 giugno 2003, n.185 "Regolamento recante norme tecniche per il riutilizzo delle acque reflue in attuazione dell'art.26, comma 2, del decreto legislativo 11 maggio 1999, n.152".
- Delibera G.R. n. 1053/2003 "Direttiva concernente indirizzi per l'applicazione del D. L.vo 11 maggio 99, n.152 recante disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento".

- Delibera G.R. 14 febbraio 2005 n.286 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne"

### **2.3. NORME RELATIVE AI SITI CONTAMINATI**

- D.lgs. 3 aprile 2006, n.152 "Norme in materia ambientale" – Parte quarta Titolo V Bonifica dei siti contaminati
- Delibera G.R. 28 luglio 2003, n.1562 "Approvazione delle modalità e dei criteri relativi agli interventi di bonifica e ripristino ambientale di cui all'art. 13 del DM 471/99".

### 3. MODELLO GEOLOGICO

Con l'entrata in vigore dal 23 ottobre 2005 del D.M. 14 settembre 2005, recante "Norme Tecniche per le costruzioni" ogni progetto di opera interagente con il terreno deve basarsi sulla modellazione geologica.

Il Modello geologico del sito deve essere orientato alla ricostruzione dei caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e condurre alla determinazione della pericolosità geologica del territorio, in modo tale da costituire la base per l'individuazione e lo sviluppo delle problematiche geotecniche.

Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" è stata definita la zonizzazione sismica nazionale recepita con appositi atti deliberativi dalla Giunta dell'Emilia-Romagna ( Deliberazione G.R. 21 luglio 2003, n.1435).

Il territorio del Comune di Ferrara è classificato in zona 3 a bassa sismicità

Dal 23 ottobre 2005 si è avviato un periodo transitorio di 18 mesi durante il quale in alternativa alla normativa del Testo Unico del D.M. 14 settembre 2005 è data la possibilità di applicare la normativa precedente di cui alla legge 5 novembre 1971, n.1086 e alla legge 2 febbraio 1974, n.64 e alle relative norme di attuazione. ||

Nella presente Relazione si fa riferimento al Testo Unico 2005.

#### 3.1. GENERALITA'

Il Modello geologico si basa sulla conoscenza della formazione ed evoluzione del territorio il cui areale è definito in base sia all'importanza e alla estensione dell'opera di progetto, sia alle caratteristiche stesse del territorio, tenendo conto che la normativa richiede di analizzare anche le conseguenze che gli interventi possono produrre sull'ambiente circostante, in tutte le fasi realizzative e ad opera ultimata.

Il Quadro geologico deve pertanto percorrere la storia evolutiva del territorio mettendo in evidenza le trasformazioni in una interpretazione dei processi secondo la variabile tempo.

Di grande importanza sarà la fase dell'evoluzione morfologica perchè dovrà tenere conto non solo delle variabili naturali ma anche dell'intervento antropico, soprattutto in aree urbane dove ad una valutazione superficiale l'evoluzione morfologica appare trascurabile.

Questo impone, in funzione dell'intervento di progetto, una scelta di scala non solo a due dimensioni ma soprattutto tridimensionale dato che il microrilievo può diventare una componente importante nell'analisi degli effetti.

Solo la conoscenza del quadro formazionale-evolutivo può consentire in zona di pianura la definizione di un primo piano di indagini geognostiche per delineare la stratigrafia geologica e geotecnica e definire le proprietà comportamentali, in base a cui si giunge al Modello del suolo e del sottosuolo.

Il Modello Geologico Tecnico (MGT) è quindi un processo interpretativo dipendente da numerose variabili: l'Ambiente Geologico, il tipo e il numero definito delle Unità Geologico Tecniche (UGT), il tipo delle Strutture geologiche presenti, la Dimensione spaziale del sito, la Variabilità spaziale dei dati, l'età e la sequenza evolutiva geomorfologica degli aspetti spaziali e infine l'Obiettivo, a cui è legata la scelta della scala

$$\text{MGT} = f ( \text{AG}, \text{UGT}, \text{TS}, \text{D}(x,y,z), \text{V}(x,y,z), \text{T}, \text{O} )$$

Elemento non direttamente esplicitato ma compreso nell'Ambiente Geologico, e di grande influenza sulle proprietà comportamentali dei terreni e sull'evoluzione spazio-temporale del territorio, è l'Acqua.

Essa rientra nei processi evolutivi e di modellazione geologica, oltre che nella influenza delle caratteristiche geotecniche.

La definizione delle UGT e delle proprietà comportamentali è la base per la costruzione del Modello Geotecnico per le opere interagenti coi terreni.

Esse devono essere progettate, eseguite e collaudate in modo tale da soddisfare i requisiti di sicurezza nei confronti degli Stati Limiti Ultimi SLU e Stati Limite di Esercizio SLE.

Il Modello Geologico deve definire all'interno delle Azioni la parte dovuta al terreno, nel suo complesso suolo-sottosuolo-acqua, verificando nell'Analisi geotecnica gli effetti delle azioni destabilizzanti e stabilizzanti di progetto e fornendo un Modello Geotecnico Preliminare riguardante il solo terreno nella condizione Ante opera ed eventualmente simulando scenari di interazione con fondazioni standard, modello che verrà utilizzato nel successivo Modello Geotecnico dal Progettista.

Il Modello geologico si sviluppa attraverso la definizione di scenari di pericolosità geologica

- Pericolosità idraulica
- Pericolosità sismica
- Pericolosità geotecnica
- Pericolosità ambientale in aree con vincoli paesaggistici – ambientali.

Dall'analisi dei diversi scenari si può identificare il livello di rischio.

### 3.2. LOCALIZZAZIONE TERRITORIALE DELL'INTERVENTO

L'area oggetto di studio è sita nel territorio del comune di Ferrara, nella zona nord, in via Padova n.43.

Confina a sud con il Canale Gramiccia, a ovest e nord con la rimanente porzione di area già del Consorzio Agrario Provinciale a cui si accede dalla via Marconi, ed a Est con via Padova

### 3.3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

Il territorio a nord della città di Ferrara è costituito da sedimenti alluvionali recenti legati all'azione di deposito dei fiumi alpini e appenninici, come il Po, il Reno, il Panaro e i loro rami secondari.

In superficie le sedimentazioni sono databili all'olocene e costituite da materiali fini, quali sabbia, limo e argilla, con frequenti episodi torbosi.

Nel sottosuolo, al di sotto di queste alluvioni recenti, è presente una coltre di sedimenti di età pliocenico – pleistocenica caratterizzata da sedimenti marini, deltizi, lagunari e fluvio palustri, con spessori variabili dai 50 metri di Casaglia ai 200 metri nella zona sud-est di Ferrara.

Il substrato roccioso si rileva fra i 200 e i 2000 metri di profondità costituente il margine settentrionale dell'Appennino e caratterizzato da una fitta serie di anticlinali, faglie inverse e ricoprimenti con assi a direzione generale W NW – E SE.

Le fasi orogenetiche interessanti il substrato sono databili al Miocene; successivamente prevalsero movimenti di tipo verticale.

Nel Pliocene e nel Quaternario si ebbe dapprima l'emersione con l'erosione delle culminazioni e sedimentazione nelle depressioni.

Seguirono fenomeni collegati alla subsidenza con sedimentazione fino a verificarsi il completo ricoprimento delle strutture e la deposizione in ambiente continentale dei terreni più recenti, funzione delle variazioni climatiche e delle conseguenti migrazioni dei vari ambienti.

La lettura della storia geologica più recente è possibile ancora tramite l'osservazione dell'assetto geomorfologico, quando non sia stato troppo invasivo l'intervento antropico.

La condizione dei corsi d'acqua nella bassa pianura padana è sempre stata di sedimentazione: il fiume, libero di espandere le sue acque di piena nelle aree circostanti, tende a distribuire i sedimenti più grossolani come le sabbie nelle barre e si costruisce argini naturali a granulometria

limosa. Man mano che si allontanano dall'alveo le acque depositano materiali sempre più fini come limi e argille. Questi sedimenti si costipano maggiormente rispetto alle sabbie per cui per effetto naturale si creano dislivelli tra i corsi d'acqua e le aree laterali. Nelle aree più depresse intercluse e con terreni più fini e meno permeabili si creano ristagni con paludi e acquitrini che permettono la deposizione di materiale organico che porterà alla formazione di argille organiche e torbe.

Questa situazione in continua evoluzione cambia naturalmente quando i fiumi più rilevati rispetto alle zone laterali, tendono a mutare il loro corso riversando con maggiore facilità le acque nelle zone di basso morfologico.

Su questo processo naturale è intervenuta l'azione dell'uomo che, per difendersi dalle inondazioni, ha alzato argini sempre più elevati costringendo i fiumi nei letti originari e, di fatto, irrigidendo il reticolo idrografico portando all'esaltazione dei dislivelli fra le zone più basse comprese all'interno della rete e le strutture fluviali argini – alveo.

L'area a nord di Ferrara è dominata dal corso attuale del Po, con l'argine destro intorno a quota (+ 15,00), e caratterizzata dalla presenza degli antichi alvei del Po fra cui il paleoalveo del Po di Ferrara e del Po di Volano.

Fra le strutture minori è riconoscibile il dosso sabbioso di antico alveo che si stacca dal Po di Ferrara nei pressi di Mizzana e si dirige verso Pontelagoscuro, attraversando l'area dello Stabilimento Multisocietario.

Di natura antropica è il dosso conosciuto come Argine Traversagno costruito da Mizzana a Pontelagoscuro a protezione della città dalle inondazioni provenienti da ovest.

### 3.3.1. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA

La successione litologica e stratigrafica dell'area è ricostruita in base alle numerose indagini eseguite dallo scrivente nell'intorno dell'area di studio e in tutta l'area dello Stabilimento Multisocietario.

- In superficie il primo livello ha caratteristiche variabili secondo gli interventi e le attività presenti; vi sono terreni naturali di natura argilloso limosa e terreni di riporto di natura diversa e manufatti.
- Seguono sedimenti limosi con intercalati livelli sabbiosi di spessore variabile collegabili al livello sabbioso caratterizzante la fascia interessata dal paleoalveo che interessa la zona più a ovest e passa attraverso lo stabilimento industriale. La profondità del letto è variabile da 3 a 7 metri.

- Continuano in profondità fino a c.a 13 metri sedimenti limoso argillosi con intercalazioni torbose e con lenti a sabbie fini o sabbie limose verso il letto nella parte ovest mentre verso est i depositi sono più argillosi e sempre con intercalazioni torbose.
- Segue uno strato sabbioso di età wurmiana sede del primo acquifero confinato che raggiunge la profondità di 40-45 metri dal piano campagna.

### 3.3.2. ASSETTO IDROGEOLOGICO

Generalmente il territorio del comune di Ferrara è interessato da una falda superficiale strettamente connessa con le antiche direttrici dei drenaggi ora estinti e con i canali e scoli della rete della Bonifica.

Questa falda è comunemente denominata falda freatica, anche se localmente presenta un certo grado di salienza.

Dalla bibliografia specializzata e da indagini dirette condotte, risulta che nel sottosuolo sono presenti diversi acquiferi confinati di cui solo i più superficiali, fino a 50 – 60 metri di profondità sfruttabili per scopi civili e industriali per la natura delle acque dolci.

In profondità si riconoscono ulteriori acquiferi caratterizzati da acque salmastre e chiaramente salate.

La serie idrogeologica locale può essere così sintetizzata:

falda	Prof tetto m Da p.c.	Potenza m	Tipo	Note
Freatica	0÷2	----	Freatica	
I° acquifero	4÷37	3÷40	Confinata	Dolce
II° acquifero	29÷62	8÷30	Confinata	Dolce
III° acquifero	55÷110	15÷25	Confinata	Salmastra
IV° acquifero	90÷126	3÷15	Confinata	Salmastra
V° acquifero	135÷152	10÷30	Confinata	Salmastra
VI° acquifero	200÷210	40÷110	Confinata	Salmastra

Nell'area la falda freatica si trova alla profondità prossima al piano campagna, influenzata localmente dalla natura dei terreni, dal grado di impermeabilizzazione superficiale, dall'uso del sottosuolo nello strato interessato da questa, dall'interferenza con la rete dei canali/scoli della bonifica.

Il drenaggio delle acque superficiali avviene attraverso la rete della Bonifica.

I numerosi scoli e fossati sono collegati a direttrici di drenaggio principali che nella zona in esame sono identificati in:

- Canal Bianco a ovest e nord del Polo Industriale
- Canale Cittadino – Gramicia a sud
- Canale Boicelli a ovest

Il canal Bianco e il canale Cittadino nascono entrambi nella zona nord ovest della Provincia di Ferrara, a est dell'abitato di Bondeno, e drenano tutto il territorio posto fra il Po e il Canale di Burana.

Al limite est del Polo Industriale entrambi sottopassano in Canale Boicelli per drenare verso est.

Il Canale Cittadino, sottopassato il Canale Boicelli, prende il nome di Canale Gramicia e riversa le acque, presso Baura, nel Canale Naviglio. Questo confluisce poi nel Canal Bianco presso l'abitato di Coccanile. Questo canale costituisce il confine Sud dell'area di intervento

Il Canal Bianco raggiunge il mare a sud dell'abitato di Goro e, attraverso l'impianto Romanina, scarica le acque nell'Adriatico.

Il Canale Boicelli è utilizzato sia per la Navigazione interna, attraverso la conca di navigazione di Pontelagoscuro, che per l'irrigazione, attraverso una presa del Consorzio generale di Bonifica che alimenta il Po di Volano.

La quota media dell'acqua nel canale è legata alla quota dell'acqua nel Po di Volano che, regolata attraverso la chiusa di Valpagliaro, è ad una quota prossima a (+4,60).

### 3.3.3. QUADRO SISMOTETTONICO

L'assetto strutturale della Pianura Padana deve essere visto nel suo complesso di substrato roccioso e coltre alluvionale.

Il substrato roccioso costituisce il margine della struttura nord-appeninica formatasi a partire dalla fine dell'era mesozoica con l'avvicinamento del Margine europeo a quello Insubro-appenninico e il formarsi delle prime catene montuose nel Cretaceo-Eocene consistente nella formazione di coltri dovute alla subduzione della crosta continentale con il suo successivo riaffioramento in superficie a causa della minore densità rispetto alla crosta oceanica e al mantello stesso.

Nell'Oligo-Miocene, con la completa consunzione della crosta oceanica, la deformazione interessa la crosta continentale. In questa fase si ha un trasporto del margine interno, tirrenico, verso quello esterno, adriatico, fino all'apertura, nel tardo Miocene, del Bacino Tirrenico.

Il Sistema Nord-appenninico è contraddistinto, e si riconoscono ancora ora (Boccaletti et al., 1984), da una serie di strutture omogenee longitudinali: il margine interno tirrenico, il margine esterno adriatico, una parte sepolta sotto la coltre alluvionale padana, l'omoclinale pede-alpina.

Queste strutture longitudinali hanno subito dislocazioni individuate in lineamenti trasversali.

Le strutture che interessano la provincia ferrarese appartengono alla catena esterna nella sua parte sepolta.

Essa presenta sovrascorrimenti pede-appenninici attivi dal tardo Miocene fino ad ora, che si presentano come una tipica struttura da ambiente compressivo, a ventaglio embriciato, il cui scollamento principale si trova alla base delle successioni mesozoiche.

I cunei sinsedimentari ricoprono e fissano le strutture tettoniche permettendone la datazione.

Risulta che le fasi tettoniche più accentuate si sono verificate tra il Messiniano e il Pliocene inferiore (5 ml di anni fa) e alla fine del Pliocene (2 ml di anni fa), mentre il Quaternario mostra ondulazione accentuata fino al Pleistocene medio superiore, non escludendo una attività olocenica (Castellarin et al., 1985).

La sedimentazione avvenuta contemporaneamente agli avvenimenti tettonici, è stata di ambiente marino nel Pleistocene medio e inferiore a causa della continua subsidenza seguita dal ritiro del mare a più riprese.

In seguito, per la regressione wurmiana dell'ultima era glaciale, si ha la conseguente sedimentazione continentale e quindi la trasgressione olocenica che interesserà la parte orientale della struttura, in subsidenza rispetto all'alto strutturale della dorsale.

Ne consegue pertanto un assetto tettonico prepliocenico molto vario, con profondità del substrato dai 202 metri del Pozzo Casaglia 1 ai 2700 metri del sinclinorio di Ferrara sud.

Da livellazioni della rete altimetrica nazionale, è stato riscontrato un movimento di subsidenza generale e differenziale per cui l'alto di Casaglia si sarebbe ulteriormente sollevato rispetto alle fasce circostanti, in accordo con recenti studi neotettonici e dati sismici che indicano la presenza di una faglia trascorrente attiva a direzione NE – SW.

Una maggiore testimonianza dell'attività Quaternaria (Olocenica?), è data senza dubbio dallo spostamento dell'alveo principale del Po verificatosi nel XII secolo d.C. con la rotta di Ficarolo. Prima di tale spostamento l'alveo attraversava la zona della dorsale tra Ficarolo e Ospitale di Bondeno. Inoltre, dai confronti dei dati sulla neotettonica (Bondesan e Castellani) e da recenti studi sismici (Agip, carta dei riflettori), si deduce la presenza di una faglia trascorrente, a direzione NE-SW, probabilmente ancora attiva.

Infine, dall'analisi delle linee sismiche che attraversano la zona (Agip), gli accavallamenti più vecchi sono a S, mentre quelli più recenti sono a N del cuneo di accrezione, quindi una eventuale attività Quaternaria sarebbe logico aspettarsela proprio nella zona della dorsale.

Per quanto riguarda i rigetti, il piano principale di sovrascorrimento fa registrare un rigetto di almeno 2800 m, in quanto si ritrova il Cretaceo sotto la Dolomia Principale (Trias); per quanto riguarda il Quaternario si trovano rigetti sensibilmente minori, ma comunque molto marcati: basti pensare che nel pozzo Casaglia 1 si hanno 200 m di potenza della coltre alluvionale, mentre nel Ferrara 1 si ha una potenza di 900 m.

Dai dati derivanti da linee sismiche e quelli stratigrafici dei pozzi perforati in zona per ricerche di idrocarburi, si riporta una sezione interpretativa, che passa in prossimità della zona in esame (Fig 1). Inoltre in fig. 2 è riportata la planimetria recante l'ubicazione i principali lineamenti tettonici, l'ubicazione di alcuni pozzi e l'ubicazione delle stazioni di controllo sismico.

L'alto strutturale di Casaglia, limitato da due faglie inverse, si inquadra in un ambiente tettonico di tipo compressivo, con piani di scollamento sempre più ripidi da nord a sud, situazione che conferma la successione temporale degli avvenimenti da sud a nord e quindi non esclude la possibilità di una eventuale attività quaternaria proprio nella zona nord del cuneo di accrezione.

La struttura della Dorsale è pertanto da considerarsi attiva a tutti gli effetti, e questa attività è stata evidenziata dai terremoti distruttivi del 7° e 9° della scala Mercalli-Cancani-Sieberg, che hanno colpito Ferrara e la sua provincia nel 1500 e 1600.

La documentazione storica, oltre agli effetti distruttivi su edifici e monumenti, ricorda, riguardo quegli eventi sismici, una brusca variazione nel livello del Po a Stellata e fenomeni di liquefazione dei terreni.

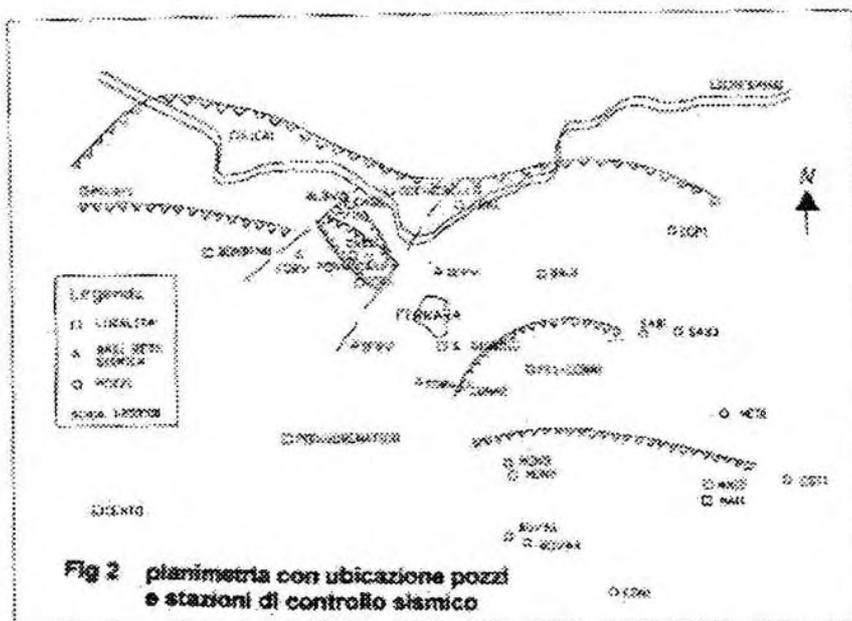
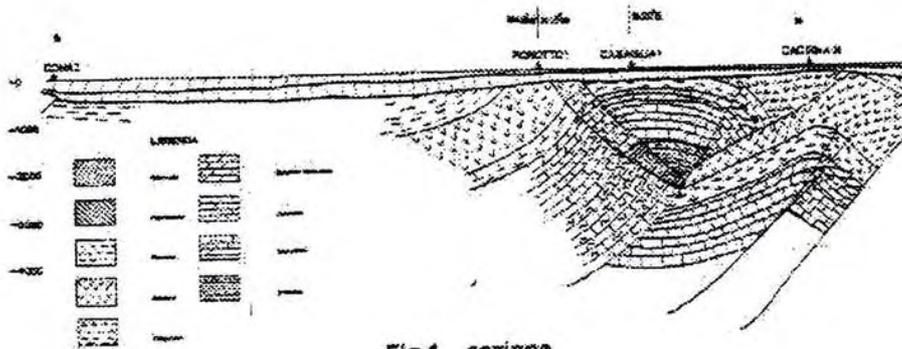
Dai dati raccolti sulla sismicità storica del ferrarese risultano diversi terremoti di cui un paio distruttivi. Il primo è quello del Novembre 1570, manifestatosi proprio a Ferrara con una intensità dell' VIII grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg); Le isosisme (da Postpischl, 1983) hanno un asse con direzione coincidente con gli scorrimenti della dorsale ferrarese (l'aspetto tettonico verrà trattato nel paragrafo seguente).

Un altro evento da ricordare è quello di Argenta del 1624, colpita da un terremoto di intensità pari al VII grado della scala MCS

Anche dai meccanismi focali risulta il carattere prevalentemente compressivo dei movimenti che danno luogo ai sismi nell'area delle pieghe ferraresi.

Anche di recente, rimanendo comunque all'epoca precedente l'entrata in funzione della rete sismica del comune di Ferrara, si sono avuti eventi degni di nota: nel Dicembre del 1986 si è verificata una scossa nell'area di Bondeno con profondità ipocentrale di 10.9 km ( $\pm 2.5$  km) e magnitudo 4.1.

Ancora più recentemente, tra Modena e Ferrara, l'8 Maggio 1987, si è verificata una scossa di magnitudo 4.0 e anch'essa correlabile ai sovrascorrimenti presenti ad Ovest della città di Ferrara.



### 3.4. MODELLO GEOLOGICO-TECNICO DEL SOTTOSUOLO

#### 3.4.1. INDAGINE GEOGNOSTICA

Al di sotto dello strato più superficiale rimaneggiato, sono presenti sedimenti alluvionali del Quaternario recente, olocenici, di origine alluvionale legati all'azione di deposito dei fiumi ( Po ), costituiti da materiali fini - sabbia, limo, argilla- e localmente livelli di torba più o meno consolidata.

Per verificare le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal Piano Particolareggiato, si utilizzano i risultati di prove penetrometriche statiche spinte alla profondità di metri 20 dal piano campagna eseguite in aree poste ad ovest e est dell'area di intervento.

I risultati di dette indagini sono state rapportate a precedenti indagini eseguite in aree comparabili alla zona in esame..

#### GENERALITA' E METODOLOGIA DI INDAGINE

La prova penetrometrica statica di tipo meccanico consiste essenzialmente nella misura della Resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $v \approx 2 \text{ cm/s} \pm 0,5 \text{ cm/s}$ ). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta opportunamente ancorato al suolo, che agisce su di una doppia batteria di aste, alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di un opportuno sistema di misura. La punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta tipo Begemann).

Le dimensioni della punta sono standardizzate , e precisamente:

- diametro base cono  $\phi = 35,7 \text{ mm}$  - area punta conica  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura cono  $\beta = 60^\circ$  - superficie lat. cono  $A_m = 150 \text{ cm}^2$

I risultati sono riportati nella scheda allegata ove in relazione alla profondità in metri sono visualizzati i valori della Resistenza alla punta  $R_p$  e della Resistenza laterale locale  $R_l$  in Kg/cmq.

Oltre alla elaborazione dei valori della resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto  $R_p/R_l$  fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro (Rapporto di Begemann 1965) ovvero in base ai valori di  $R_p$  e del rapporto  $FR = (R_l/R_p)\%$  ,secondo le esperienze di Schmertmann - 1978.

Sempre con riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT , nelle tavole allegate sono riportati indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici ( coesione non drenata  $c_u$ ,



### 3.4.3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Dagli studi di Prandtl si può indicativamente ricavare una relazione che lega il valore della resistenza alla punta del penetrometro statico ai parametri del terreno

$$R_p = c_u \cdot N_c + s'v_o \quad [1]$$

ove  $c_u$  = coesione non drenata (resistenza al taglio)

$N_c$  = fattore di capacità portante legato alla geometria del problema,  
alla conicità della punta (valore indicato 16)

$s'v_o$  = pressione geostatica alle varie profondità

risolvendo

$$c_u = (R_p - s'v_o) / N_c$$

Per terreni  $N_c$  (normal consolidati) vari autori hanno correlato la " $c_u$ " con la pressione geostatica ricavando una relazione della forma

$$c_u / s'v_o = 0,19 \text{ ./} 0,25$$

assumendo questo valore pari a

$$c_u / s'v_o = 0,22 \quad [2]$$

dalla correlazione delle due relazioni si può ricavare la legge che con buona approssimazione rappresenta la variazione della resistenza alla punta del penetrometro statico in terreni normal consolidati (NC)

$$R_p = 0,22 \cdot s'v_o \cdot N_c + s'v_o \quad (NC)$$

ed assunto  $N_c = 16$

risulta:

$$R_p = 3,2 \times s'v_o + s'v_o =$$

Da questi valori di  $R_p$  (NC) teorici e quelli verificati in sito durante la esecuzione delle CPT, risulta che siamo in presenza di terreni prevalentemente sovraconsolidati. (fig 3)

Nel caso dei terreni sovraconsolidati o leggermente consolidati può essere adottata la seguente relazione

$$c_u (OC) / \sigma'v_o = (c_u (NC) / \sigma'v_o) \cdot (OCR)^a \quad (3)$$

essendo OCR il grado di sovraconsolidazione ( $\sigma'v_{max} / \sigma'v_o$ ) ed "a" un parametro sperimentale mediamente pari a 0,8.

Assunti cautelativamente i minimi valori di OCR pari a 3 risulta

$(OCR)^a = 2,4$ , e risolvendo la (3) con i parametri della (2) risulta

$$c_u (OC) = 0,53 \times \sigma'_{vo} \quad [Kg/cm^2]$$

ed il modulo edometrico secondo Sanglerat , Mitchell- Gardner .... per le terre coesive

$$M_o = R_p \cdot a$$

con a compreso fra 4 e 8

Nel caso in esame può essere assunto un valore di  $a = 4 \div 5$  trattandosi di terreni coesivi normal consolidati di bassa consistenza .

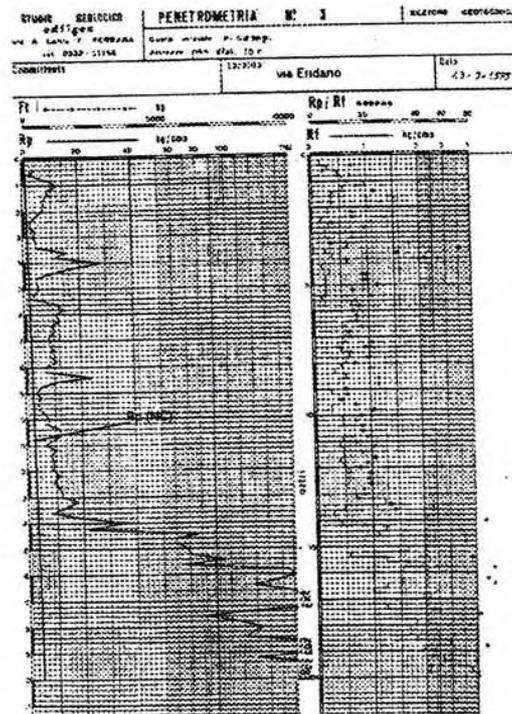


Fig 3 Grafico prova penetrometrica – a sinistra andamento della Resistenza alla punta misurata (Rp) e andamento della Resistenza alla punta in terreno normal consolidato Rp (NC).

Per la definizione dei parametri geotecnici si fa inoltre ricorso a relazioni empiriche che legano i parametri di ciascuna prova in sito alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni investigati.

Di seguito si indicano le correlazioni utilizzate per il calcolo dei parametri dei terreni coesivi e dei terreni granulari.

➤ Terreni coesivi

Coesione non drenata  $c_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_s$  (Baligh e Campanella 1975)

Essendo :

$q_c$  = resistenza alla punta del penetrometro

$\sigma_{vo}$  = pressione geostatica verticale

$N_s$  = costante empirica

➤ **Terreni granulari**

**Angolo di resistenza al taglio  $\varphi$**

•  $\varphi = 14,4 + 4,8 \ln q_c - 4,5 \ln \sigma$  (Durgunoglu – Mitchell)

essendo

$q_c$  = resistenza alla punta [kg/cm<sup>2</sup>]

$\sigma$  = pressione litostatica efficace a meta dello strato [kg/cm<sup>2</sup>]

•  $\varphi = 17 + 4,49 q_c$  (Meyerhof)

essendo  $q_c$  (Kg/cm<sup>2</sup>) = resistenza alla punta media dello strato considerato

**Densità relativa  $D_r$  (solo per terreni sabbiosi)**

$D_r = 34,36 \ln(q_c / 12,3\sigma^{0,7})$  [%] (Harman)

$D_r = -97,8 + 36,6 \ln q_c - 26,9 \ln \sigma$  [%] (Schmertmann)

**Modulo di deformazione (Young)**

$E = 2,5 q_c$  [Kg/cm<sup>2</sup>] (Schmertmann)

**Modulo edometrico**

$M_o = 0,3 q_c + 11,7 \sigma + 0,79 D_r\%$  [Kg/cm<sup>2</sup>]

.....

La schematizzazione geotecnica del sottosuolo può essere così visualizzata:

Prof. in metri	Res. alla punta $R_p$ [MPa]	Ang. attr. int. $\varphi^\circ$	Coes. non drenata $C_u$ [kPa]	Modulo Edom. $M_o$ [MPa]
sino a m 1,0	1,0 ./ 1,8	----	40 ./ 50	5,0 ./ 7,0
da 1,0 a m.3,5	0,7 ./ 1,2	----	35 ./ 55	3,0 ./ 5,0
da 4,0 a m. 8,50	0,7 ./ 1,1	----	35 ./ 52	3,5 ./ 5,5
da 8,50 a m.14	0,7 ./ 0,9	----	35 ./ 45	3,5 ./ 5,5
da metri 14 in poi	6,0 ./ 11,0	30./35	-----	18,0 ./ 35,0

Altri parametri significativi sono riportati nei tabulati "Parametri Geotecnici da prove in sito" .

Nelle verifiche geotecniche si terrà conto del livello statico della falda freatica, prevedendo una profondità minima di circa metri 1,00 dal piano campagna.

### 3.5. AZIONE SISMICA

La zona di intervento in seguito ORDINANZA 3274/2003 e 3316/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (PCM) 20 marzo 2003, ricade in zona sismica di terzo grado (acc max al bedrock  $a_g = 0,15g$  ).

L'azione sismica sulle costruzioni è legata al propagarsi delle onde sismiche, sotto il cui effetto le costruzioni potranno subire danni, ma devono mantenere una certa resistenza alle forze orizzontali ed ai carichi verticali.

#### 3.5.1. CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Per la classificazione del sito è necessario conoscere le caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo dell'area indagata.

In particolare devono essere noti:

- 1) il numero e lo spessore degli strati di copertura, cioè dei livelli sovrastanti il bedrock o il bedrock-like, intendendo con questi termini l'eventuale substrato roccioso (bedrock) o uno strato sciolto (bedrock-like) con velocità delle onde S nettamente maggiore dei livelli superiori (e generalmente con valori oltre 800 m/s);
- 2) la velocità delle onde S negli strati di copertura;

Data la sostanziale omogeneità dei depositi superficiali indagati sino a 20 e 30 metri di profondità si può procedere alla costruzione di un unico modello stratigrafico. La stratigrafia tipo consiste in alternanze di terreni prevalentemente coesivi (limi ed argille) per i primi 13-14 metri circa (dal piano campagna) seguiti in profondità da corpi sabbiosi molto consistenti con sottili intercalazioni di terreni "limosi coesivi" discontinui lateralmente.

La caratterizzazione è stata effettuata attraverso relazioni empiriche che legano la velocità delle onde sismiche "S" alla prova penetrometrica dinamica e statica (Seed e Idriss , Lo Presto e Lai ) (vedi tabulato allegato A :  $V_{S30} = 176 \pm 181$  m/s).

In particolare dalle verifiche eseguite il sottosuolo ricade in Depositi riferibili alla categoria di suolo C al limite con suolo D :

- la categoria " C " - *depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argilla a media consistenza con spessori variabili da diverse decine sino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt} < 50$  ,  $70 < c_u < 250$  KPa)*

e

- la categoria " D " - *depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure terreni coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{spt} < 15$*

,  $c_u < 70 \text{ KPa}$ )

$V_{s30}$  = velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio.

### 3.5.2. LIQUEFAZIONE

Sulla base delle indagini eseguite si procede alla "VERIFICA DI STABILITA' IN RELAZIONE AI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE" possibili in terreni sabbiosi e sabbioso-limosi presenti entro la profondità di 15 :/20 m.

La verifica viene eseguita sino a m 20.

Un terreno incoerente durante un evento sismico, viene interessato da sollecitazioni cicliche di taglio. Si ha liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tali che la pressione interstiziale raggiunga il valore della pressione di confinamento. In definitiva per liquefazione si intende il quasi totale annullamento della resistenza al taglio e un comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si rappresenta la resistenza al taglio con la relazione di Coulomb

$$\tau = c + (\sigma_{vo} - u) \tan \varphi$$

essendo

$c$  = coesione del terreno

$\sigma_{vo}$  = pressione litostatica totale alla profondità di indagine

$u$  = pressione interstiziale dell'acqua

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio

si avrà  $\tau = 0$

solamente se " $c = 0$ "<sup>(1)</sup> e " $(\sigma_{vo} - u) = 0$ "<sup>(2)</sup>

- quindi inesistente per terre coesive o incoerenti con abbondante frazione coesiva (1)

- e solo per  $\sigma_{vo} = u$  la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale litostatica

Il fenomeno interessa quindi essenzialmente depositi sciolti non coesivi immersi in falda ed in occasione di eventi sismici è legato a:

- caratteristiche delle vibrazioni sismiche
- proprietà geotecniche dei terreni
- fattori ambientali

Dalle osservazioni sui casi reali di liquefazione si è notato che:

- maggiore è la pressione di confinamento maggiore è il numero di cicli di carico richiesto per il collasso

- tanto più è bassa la densità relativa del deposito ( $D_r$ ) , tanto maggiore è il rischio di liquefazione
- la dimensione, la distribuzione , il grado di uniformità e la forma delle particelle solide influenzano sensibilmente la liquefazione dei depositi

La valutazione del potenziale di liquefazione viene eseguito secondo le indicazioni di Seed e Idriss, verificando gli sforzi al taglio indotti alle varie profondità del terreno in esame dal terremoto di progetto, e confrontandoli con la resistenza al taglio ciclica offerta dal terreno alle sollecitazioni indotte dal Sisma .

La resistenza al taglio ciclica viene valutata utilizzando correlazioni empiriche che legano questo parametro ai valori di resistenza penetrometrica (statica o dinamica)

La resistenza dei terreni alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR) e la sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (Cyclic Stress Ratio – CSR)

$$F = CRR / CSR$$

Per questi terreni si è valutato il valore di CSR di progetto ed il corrispondente valore di CRR dal cui rapporto risulta il grado di sicurezza per una data intensità di Sisma .

Dati: zona di 3° categoria

- accelerazione massima al suolo	$a_{max} / g = 0,15 g$
- Categoria di suolo	C
- Coeff amplificativo per il tipo di suolo (C)	S = 1,25
- forzo tangenziale medio ciclico di progetto	$\tau_{av} = 0,65 \cdot (S \cdot a_{max} / g) \cdot \sigma'_{vo} \cdot R_d$
- Cyclic Stress Ratio	$CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo}$

essendo:

$\tau_{av}$	valore medio della tensione tangenziale ciclica
$a_{max}$	massima accelerazione orizzontale attesa alla superficie del suolo (PGA)
g	accelerazione di gravità $9,81 \text{ m/s}^2$
$\sigma_{vo}$ e $\sigma'_{vo}$	tensione litostatica rispettivamente totale e iniziale
$R_d$	Coeff funzione profondità Z
	$R_d = 1 - 0,00765 \cdot Z$ (Z in metri) sino a m 9,15
	$R_d = 1,174 - 0,0267 \cdot Z$ (Z in metri) fra m 9,15 e 23
	$R_d = 0,744 - 0,008 \cdot Z$ (Z in metri) fra m 23 e 30 .....

Il valore di CSR (Cyclic Stress Ratio) =  $\tau_{av} / \sigma_{vo}$

- per lo strato a 15 m risulta

$$CSR_{7,5} = 0,179$$

- per lo strato a 17 m risulta  $CSR_{7,5} = 0,178$
- per lo strato a 18 m risulta  $CSR_{7,5} = 0,166$

Dai risultati delle prove CPT si ricava il valore di resistenza alla liquefazione CRR utilizzando relazioni del tipo

$$CRR = 0,883 [(qc \text{ in})_{cs} / 1000] + 0,05 \quad \text{per } (qc \text{ in})_{cs} < 50 \quad \text{oppure}$$

$$CRR = 93 [(qc \text{ in})_{cs} / 1000]^3 + 0,08 \quad \text{per } 50 < (qc \text{ in})_{cs} < 160$$

essendo

$(qc \text{ in})_{cs}$  = resistenza alla punta normalizzata per la condizione più gravosa (sabbia pulita)  
(senza tener conto della frazione fine) =  $qc \cdot CQ$  ( $CQ = \sigma'_{vo}^{-0.5978}$ )

Sviluppando la relazione sopra scritta per sisma di magnitudo 7,5 risulta:

- a m 15 di prof  $CRR_{7,5} = 0,089$
- a m 17 di prof  $CRR_{7,5} = 0,125$
- a m 19 di prof  $CRR_{7,5} = 0,185$

Per il territorio di Ferrara il sisma di progetto risulta con Magnitudo inferiore a 5,5 . Si dovrà quindi rapportare il valore di CSR da magnitudo 7,5 a 5,5 che si ottiene moltiplicando il Rapporto CRR/CSR per un coefficiente correttivo CM funzione della magnitudo del sisma (fattore di scala) ricavabile con relazioni del tipo

$$CM = (M / 7,5)^{-3,3} = 2,78 \quad (\text{valida per } M < 7,5)$$

Prof metri	CSR <sub>7,5</sub>	CRR <sub>7,5</sub>	F=(CRR/CSR)xCM
15,0	0,179	0,089	1,4
17,0	0,178	0,125	2,0
19,0	0,166	0,185	3,1

Per  $F > 1$  non esiste pericolo di liquefazione

Per l'area è minimo il rischio del fenomeno di liquefazione per sisma di  $M = 5,5$ .

### 3.6. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE GENERALI

Le indagini condotte hanno verificato al di sotto del terreno vegetale, sino a metri 13+14 circa di profondità dal piano campagna, la presenza di terreni prevalentemente coesivi con vene di limo e sabbia e strati di argilla limosa a media consistenza. In profondità seguono poi terreni sabbiosi il cui addensamento aumenta con la profondità

Il piano particolareggiato prevede la demolizione di parte degli edifici esistenti, l'utilizzo dell'area per la costruzione di fabbricati ad uso abitativo con la costruzione di vani interrati (garages).

Premesso che nella fase progettuale di attuazione dell'intervento si dovranno eseguire prove geognostiche in corrispondenza delle zone oggetto dell'intervento, di seguito si procede ad una prima verifica della pressione ammissibile per fondazioni dirette e costruzioni normali.

#### 3.6.1. FONDAZIONE DIRETTA :PRESSIONE AMMISSIBILE

Si ipotizza l'adozione di una fondazione di tipo diretto (trave continua / plinto) adeguatamente incastrata nel terreno.

Per la verifica della adottabilità di tale tipo di fondazione, si verifica, attraverso la relazione proposta da Fröhlich, il valore della pressione critica per i terreni compressibili presenti al di sotto del piano di fondazione. Essa vale:

$$P_{crit} = \frac{\pi(\gamma D + c \cdot \text{ctg } \varphi)}{\text{ctg } \varphi - (\pi/2 - \varphi)}$$

assunto:      coesione non drenata       $c_u = 40$       KPa  
                   angolo attrito interno       $\varphi' = 0$       °

La relazione sopra scritta assume la forma:

$$P_{crit} = (c_u \cdot \pi)$$

e risolvendo risulta:

$$P_{crit} = 125 \text{ KPa}$$

da tale valore, che rappresenta l'inizio di fenomeni di plasticizzazione, introducendo un fattore riduttivo, compreso fra 1 e 2 in relazione alle modalità di carico, si ricava il valore della pressione ammissibile che per coeff di riduzione di  $f=1,75$  fornisce un valore di pressione ammissibile pari a

$$q_{amm} = 71 \text{ KPa}$$

valore compatibile con la edificazione

### 3.6.2. MODULO DI REAZIONE DEL TERRENO

Di seguito si valuta la rigidità delle molle che simulano il comportamento del terreno di sottofondazione di un manufatto in condizioni statiche e dinamiche.

Il modulo di reazione del terreno può essere stimato sulla base dei parametri geotecnici tramite la relazione proposta da Vesic (1961)

$$Ks' = 0,65 \cdot [(E_s \cdot B^4)/(E_f \cdot J_f)]^{1/12} \cdot [E_s/(1 - \nu^2)] \quad (1)$$

ove

$E_f$  = modulo di Young della fondazione (70 Kg/cm<sup>2</sup>)

$J_f$  = momento di inerzia per unità di fondazione

$E_s$  = modulo di Young del terreno

$\nu$  = rapporto di Poisson del terreno

$B$  = larghezza della fondazione

Il modulo di Winkler è :  $K_s = \frac{K's}{B}$

Poiché la radice dodicesima di un qualunque valore moltiplicato per 0,65 risulta approssimativamente pari a 1, la relazione sopra indicata può essere semplificata nella forma

$$K_s = \frac{E_s}{[B(1-\nu^2)]}$$

Prof piano fond (m)	Larghezza fondazione (m)	Ks max	
		(Kg/cm <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>3</sup> )
1,0	1,50	0,55	5394
1,0	2,00	0,42	4118
1,0	2,50	0,33	3235
1,0	3,00	0,28	2745

### 3.7. CONSIDERAZIONI PER IL PIANO DELLE INFRASTRUTTURE

Un Piano Particolareggiato prevede infrastrutture in superficie (strade e piazzali) e nel sottosuolo (rete fognaria, acquedotto, gas e altro).

Per le strade e piazzali il progetto terrà conto dei terreni di posa in rapporto al carico di traffico previsto. Di seguito si riportano le valutazioni in proposito.

Per le reti tecnologiche interraste in fase progettuale si dovranno eseguire le verifiche geologiche e geotecniche dirette, come richiede la normativa (DM 12.12.85), che analizzeranno le caratteristiche dei terreni interessati e i rapporti con la prima falda.

#### 3.7.1. STRADE E PIAZZALI

Per il calcolo dello spessore della sovrastruttura stradale e piazzali numerose sono le relazioni essenzialmente empiriche. Lo spessore della sovrastruttura deve distribuire in profondità il carico trasmesso dai veicoli, riportando tale carico entro valori compatibili con le caratteristiche geotecniche dei terreni. Se tale carico è troppo elevato il terreno sottostante subisce delle deformazioni elevate, con conseguente deformazione della sede stradale.

La prima fase della progettazione consiste nella analisi statica della strada, nel caso di carico massimo su ruota singola e verificando che il valore trasmesso dal carico, diffuso attraverso il terreno di riporto sul terreno di fondazione sia minore della massima capacità portante del terreno in regime elastico valutato attraverso la relazione di Frohlich come già eseguito in precedenza e per:

$$\begin{aligned} \text{coesione non drenata } c_u &= 40 \div 50 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{angolo di attrito interno } \phi &= 0^\circ \\ \text{peso di volume del terreno } \gamma &= 18 \text{ KN/mc} \\ P_{\text{crit}} &= 125 \text{ KPa} \end{aligned}$$

#### CALCOLO SOVRASTRUTTURA

##### Metodo di Goldbeck

Utilizzando la relazione di Goldbeck per il calcolo dello spessore della sovrastruttura, per carico trasmesso da automezzi pesanti di servizio, si assume::

- carico ruota  $P = 6500 \text{ Kg}$  (pressione di gonfiaggio  $p_g = 8,5 \text{ bar}$ )
- larghezza pneumatico  $2b = 25 \text{ cm}$
- $a = P / (\pi \cdot p_g \cdot b) = 19,5 \text{ cm}$

$$S = [ (\delta \times P / \pi \times p_{crit}/f) - (a \times b) + ((a+b)/2)^2 ]^{1/2} - ((a+b)/2)$$

essendo  $d = 1,6$  (rapp fra pressione massima al suolo e press media uniforme)

$$S = [(1,6 \times 6500 / \pi \times 0,8) - (12,5 \times 19,5) + ((12,5+19,5)/2)^2]^{1/2} - ((12,5+19,5) / 2) = 48 \text{ cm}$$

### - Metodo razionale degli strati

Per il dimensionamento della sovrastruttura può essere utilizzato il metodo razionale degli strati basato sulla deformazione elastica dei terreni costituenti il rilevato stradale, per il cui calcolo vengono utilizzati i moduli elastici dinamici dei terreni costituenti il corpo stradale e di sottofondo

### MATERIALI

I materiali costituenti il pacchetto della pavimentazione sono caratterizzati dal modulo dinamico di elasticità  $E$  e dal modulo di Poisson.  $\nu$ .

Il controllo del grado di addensamento potrà essere eseguito attraverso prove su piastra diametro 30 cm, al primo ciclo di carico, per i seguenti valori:

strato	Natura	Intervallo di carico (Mpa)
Sottofondo	Terra costipata	0.05÷0.15
Rilevato	Riporto (A1, A3 ...)	0.05÷1.5
Fondazione	Misto granulare stabilizzato	0.05÷0.15

### MATERIALI : PARAMETRI

#### ➤ Sottofondo

Per la determinazione del modulo di sottofondo si possono utilizzare le relazioni sperimentali:

$$E_o = 10 \text{ CBR} = 2,5 \text{ Md} \quad (\text{MPa})$$

e per terreni coesivi vale la relazione

$$\text{CBR} = \text{Coesione non drenata } c_u / 0,025 \quad (\text{KPa})$$

E quindi :  $E_o = (10/0.025) \times c_u \quad (\text{MPa})$

Per il sito in esame  $c_u = 0,05 \text{ MPa}$

$$E_o = 400 \times 0,05 = 20 \text{ MPa} \quad \nu = 0,45$$

Il sottofondo adeguatamente scoticato (15./30 cm) dovrà essere adeguatamente compattato

- Geotessuto : Sul piano di posa fra riporto sabbioso e terreno in sito è opportuno prevedere la posa di un telo di geotessuto, nontessuto e/o tessuto, del peso di circa 200 ./350 g/m<sup>2</sup> con funzione ripartitrice di carico e anti intasamento.

- Fondazione

Lo strato di fondazione è previsto con riporto, di uno o più strati, dello spessore variabile in relazione alla quota del terreno scoticato, con spessore minimo di cm 20.. Questo strato dovrà essere costituito da materiale appartenente secondo norma UNI 10006/2002 ai gruppi A1,A3,A2-4 oppure A4 e/o A6 corretti o granulometricamente o con miscelazione a calce/cemento.

I materiali sciolti (sabbiosi) potranno essere miscelati con cemento, i terreni limo argillosi con calce.

Il riporto dovrà essere steso in strati dello spessore reso prossimo a 20 cm ,adeguatamente compattato ad umidità prossima a quella ottimale,(previo controllo umidità ottimale in laboratorio con Prove di consolidazione Proctor). Se troppo umido sarà adeguatamente aerato se troppo secco adeguatamente umidificato. La deumidificazione potrà essere ottenuta attraverso l'apporto di calce viva

Nel caso di riporto di materiali limo-argillosi si dovrà eseguire una miscelazione con calce (circa 3./5 % in peso del materiale secco) con Pulvimixer .

Seguirà il controllo dell' addensamento con prova su piastra 30 cm di diametro – Md  $\geq$  40./70 MPa.

Tenuto conto di un coefficiente di Poisson  $\nu$  di 0,4 per questo terreno si ammettono valori di modulo elastico prossimi a

$$E_1 = 100./150 \text{ MPa } \nu = 0,40$$

- Misto granulare stabilizzato granulometricamente (Il strato di fondazione)

Per il secondo strato di fondazione si considera l'utilizzo di un misto granulare stabilizzato ben gradato (0+50 mm), adeguatamente compattato con una umidità prossima a quella ottimale.

Per il controllo del grado di addensamento si dovrà raggiungere un modulo di deformazione con prova su piastra 30 cm prossimo a Md = 80 ./100 MPa

Lo spessore reso dovrà essere non inferiore a 20 cm

Per questo strato si adottano valori di  $E_2 = 200 \text{ MPa } \nu = 0,3$

- Strato di base bituminoso

Conglomerato bituminoso di base con spessore reso cm 10 .

Per questo materiale adeguatamente chiuso si può assumere un valore di modulo elastico

$E_3 = 2000 \div 2200 \text{ MPa}$

➤ Conglomerato bituminoso - Binder Usura

Questo strato si considera costituito da

- Binder-Usura spessore mm 50

Ed il modulo elastico  $E_4 = 3500 \text{ MPa}$

**VERIFICA - PAVIMENTAZIONE FLESSIBILE : Metodo Biroulia-Ivanov**

Diametro impronta 0.40 m

Pressione gonfiaggio 0,6 MPa

Strato	Spessore (m)	Mod Elastico E (MPa)	Mod Elast Equiv Ee (MPa)
Binder-usura	0,05	3500	180
Base bitumin.	0,10	2200	131
Il str Fondaz	0,20	200	65
I° str fonda	0,20	100	35
Sottofondo		20	...

Modulo elastico (in superficie) = 180 MPa

Freccia corrispondente a (Ee) = 1,331 mm

Freccia ammissibile:  $f_{amm} = 1,7 - 0,26 \log N = 1,518 \div 1,440 \text{ mm}$  (per  $N = 5$  e  $N = 10$ )

Modulo di Progetto = 158 MPa

Essendo Mod Progetto < Modulo elast equivalente Ee la condizione è verificata

//////////

Riassumendo la sovrastruttura stradale e piazzali parcheggio potranno avere la seguente conformazione

Binder - usura	mm	50
Base bituminosa	mm	100
Fondazione in misto stabilizzato(A1)	mm	200
I° strato fondazione sabbia (A3)	mm	200
Geotessuto		
Sottofondo adeguatamente scoticato e compattato		

#### 4. VULNERABILITA' E PERICOLOSITA' GEOLOGICA

La pericolosità geologica è l'insieme dei fenomeni geologici e dei loro effetti tesi a generare incidenti su una particolare porzione di territorio.

Esistono situazioni di pericolosità geologica che agiscono sulle attività umane e situazioni di pericolo che agiscono sulle risorse naturali geologiche o a queste collegate, ad opera delle attività antropiche.

Queste pericolosità sono gestite dalla Pianificazione territoriale.

##### 4.1. PERICOLOSITA' SISMICA

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", si è dato il via alla riclassificazione sismica del territorio nazionale e alle conseguenti normative riguardanti gli usi e le attività sul territorio.

Il Comune di Ferrara è inserito in zona 3.

A livello di pianificazione urbanistica gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica della Regione Emilia-Romagna, approvati con Atto di indirizzo e coordinamento tecnico dall'Assemblea legislativa in data 2 maggio 2007 e in attesa di pubblicazione sul BUR, richiedono un primo livello di approfondimento per l'intero territorio comunale con la identificazione delle aree suscettibili di effetti locali da sintetizzare in una Carta della pericolosità sismica locale.

Il Piano Urbanistico Attuativo deve procedere al secondo livello di approfondimento, valutando l'effettivo Grado di pericolosità sismica locale attraverso l'analisi della Risposta sismica locale (RSL) con

- valutazione dei fattori di amplificazione sismica
- categoria del suolo e profondità del bedrock
- spessore della copertura
- velocità delle onde di taglio fino a 30 metri  $V_{s30}$ .

Dalle considerazioni effettuate al paragrafo 3.5 Azione sismica, è risultato  $V_{s30} = 176 \div 181$  m/s, per cui il sottosuolo ricade in Depositi riferibili alla categoria di suolo C al limite con suolo D.

Per sisma di  $M = 5,5$ , per l'area è minimo il rischio del fenomeno di liquefazione

## **4.2. PERICOLOSITA' AMBIENTALE**

L'area è adibita a deposito di carburante con serbatoi interrati, ubicati come nella allegata planimetria, in corrispondenza delle pompe di carburante da demolire.

Il sottosuolo dovrà pertanto essere bonificato, sia dal punto di vista ambientale che geotecnico.

### **4.2.1. BONIFICA DEL SITO**

Il D.lgs 3 aprile 2006, n.152, Parte quarta – Titolo V Bonifica di siti contaminati prevede all'art.249 che per le aree contaminate di ridotte dimensioni si applicano le procedure semplificate di intervento, riportate nell'allegato 4 del decreto. Tra le aree interessate da tale procedura ricadono quelle interessate dalla rete di distribuzione dei carburanti.

Sarà predisposto un Piano di Caratterizzazione per verificare l'eventuale stato di contaminazione, verificando il superamento o il pericolo di superamento delle soglie di contaminazione CSC, e, se necessario, il Piano per gli interventi di bonifica.

Al termine delle operazioni di bonifica non dovranno essere superati i valori di CSC della colonna A della Tabella 1 dell'Allegato 5, trattandosi di siti ad uso Verde privato e residenziale.

## **4.3. PERICOLOSITA' IDRAULICA**

### **4.3.1. INVARIANZA IDRAULICA**

Il principio dell'Invarianza Idraulica sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area.

Lo studio di un bilancio idrologico deve essere eseguito per bacino e a questo si deve fare riferimento per un intervento di urbanizzazione parziale o per un intervento diretto di edificazione. Le componenti del bilancio in un bacino idrologico sono in effetti numerose e variabili, dalle diverse componenti del deflusso, alla variabilità della capacità di infiltrazione e, non ultimo per importanza, alle diverse modalità di manifestarsi degli eventi meteorici e degli afflussi.

Per un'area di nuova urbanizzazione è necessario verificare che l'intervento proposto non aggravi l'esistente livello di rischio idraulico nè possa pregiudicare la possibilità di una futura riduzione di tale livello.

In pratica è necessario verificare che, modificando le caratteristiche e l'uso del suolo, sia verificata la compatibilità dei deflussi con i corpi recettori.

Il Piano Particolareggiato interessa un'area già occupata da edifici, parcheggi, piazzali impermeabilizzati, con una porzione a verde nella zona sud al limite con il canale Gramicia.

Esso non prevede aree verdi ma, oltre alle aree edificate, aree a parcheggi. Viene pertanto eliminata ogni possibilità di infiltrazione delle acque meteoriche.

Il progetto potrà prevedere la scelta per le zone a parcheggi privati di una pavimentazione semipermeabile che permetta l'infiltrazione di una parte delle acque meteoriche. Questo dovrà essere fatto solo dopo una valutazione della profondità della prima falda, della permeabilità superficiale dei terreni e un progetto specifico per l'infiltrazione e il drenaggio delle acque al di sotto della pavimentazione e il deflusso verso lo scolo Gramicia, al fine di non provocare disagi o danni creati da un drenaggio difficoltoso.

#### 4.3.2. VULNERABILITA' IDROGEOLOGICA

La Direttiva della Regione Emilia-Romagna concernente "Indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne" in ottemperanza all'art.39 del D. Lgs 11 maggio 1999, n.152, disciplina lo smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento delle superfici impermeabili quali strade, piazzali, suscettibili di essere contaminate e delle acque meteoriche dalle coperture di fabbricati e superfici impermeabili non suscettibili di essere contaminate.

La stessa direttiva suggerisce per la scelta dei diversi sistemi di drenaggio (3.4) nelle aree di nuova urbanizzazione la realizzazione di impianti che permettano di raccogliere le acque meteoriche dei tetti, o da altre superfici impermeabili scoperte non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, e di convogliarle con brevi reti esclusivamente pluviali aventi recapito su suoli permeabili o in vicini corpi ricettori superficiali ovvero recuperate per usi non pregiati.

La stessa Direttiva specifica che con tale separazione a monte delle reti fognarie si possono ottenere notevoli vantaggi sia idraulici che ambientali e al fine di limitare il carico idraulico sul sistema fognario degli agglomerati, nel caso di nuove urbanizzazioni ed in presenza di un corpo idrico ricettore superficiale per il recapito delle acque meteoriche, si prevederà di norma la realizzazione di sistemi di tipo separato.

E' auspicabile pertanto che, come detto al paragrafo precedente, sia permesso alle acque meteoriche di dilavamento di tetti e piazzali di infiltrarsi nel terreno tramite un progetto che ne

permetta la naturale depurazione, non essendoci le condizioni per progettare una raccolta e un riuso di tali acque per usi non pregiati.

#### 4.4. PERICOLOSITA' GEOTECNICA

Le considerazioni geotecniche a livello di Piano Particolareggiato sono di carattere generale e devono dare unicamente le indicazioni per la compatibilità dell'area alla urbanizzazione o trasformazione urbanistica, mettendo in rilievo eventuali aspetti da approfondire nella progettazione, e per la fattibilità e progettazione delle opere di urbanizzazione.

In fase di progettazione delle costruzioni si dovranno eseguire indagini geognostiche specifiche per le valutazioni geotecniche in funzione delle tipologie di opere da costruire.

Particolare attenzione dovrà essere posta nell'area ora occupata dai serbatoi del carburante; coordinata con la bonifica ambientale del sito dovrà essere progettata anche la bonifica geotecnica.

Sono previsti vani interrati per autorimesse negli edifici prossimi al canale Gramiccia. La progettazione dovrà tenere conto della presenza della falda e dei suoi rapporti con il canale.

Ferrara, 15 maggio 2007

Dr.geol. Marilena Martinucci



# DETERMINAZIONE VALORE DI Vs30 DA PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

(Metodo: 1) Seed ; 2) Lo Presti )

Contiene: Via Padova PETROLIFERA ESTENSE

Allegato A

Prova di riferimento : CPT 4/1979 CPT 1/1982

falda a -1,0 m

strato (da m a m.)	spess H (m)	litologia	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> )		γ	γ'	CQ		Rp corr(bar)
			min	max			min	max	
0,10-1,0	1	t riporto	10	14	19	19	4,0843	41	57
1,0-3,05	2,5	limo sabb	6	8	19	9	2,0437	12	16
3,5-4,5	1	sabbia limosa	15	28	19	9	1,5908	24	45
4,5-5,5	1	limo sabb	6	8	19	9	1,4296	9	11
5,5-13,5	8,0	argilla lim	12	16	19	9	1,0279	12	16
13,5-15,5	2,0	sabbia	60	90	19	9	0,8161	49	73
15,5-20	4,5	sabbia	140	190	19	9	0,7288	102	138
20-30	10,0	sabbia	180	300	19	9	0,6	108	180

30,0

Rp corretto = Rp x CQ [(CQ = s'vo<sup>0,5978</sup>) Robertson -Campanella] 1983

30

Vs30 = -----  
Σ<sub>i</sub> hi / Vsi

strato (da m a m.)	spess H (m)	litologia	Rp (Kg/cm <sup>2</sup> )		Fatt conv		N=RP / a		γ'	γ'	σ'vo KN/m <sup>3</sup>	σvo KN/m <sup>2</sup>	(1)Vs (m/s)		(2)Vs(m/s)		H/Vs	(2) H/Vs
			min	max	a	conv	min	max					min	max	min	max		
0,00-1,0	1	t riporto	41	57	3	3	14	19	19	19	9,50	9,50	129	140	95	99	0,007	0,010
1,0-3,05	2,5	limo sabb	12	16	3	3	4	5	19	9	30,25	42,75	112	121	111	115	0,021	0,022
3,5-4,5	1	sabbia limosa	24	45	3	3	8	15	19	9	46,00	76,00	141	164	135	146	0,007	0,007
4,5-5,5	1	limo sabb	9	11	3	3	3	4	19	9	55,00	95,00	112	120	124	129	0,009	0,008
5,5-13,5	8	argilla lim	12	16	4	4	3	4	19	9	95,50	180,50	123	132	151	157	0,063	0,052
13,5-15,5	2	sabbia	49	73	3	3	16	24	19	9	140,50	275,50	197	218	200	211	0,010	0,010
15,5-20	4,5	sabbia	102	138	3	3	34	46	19	9	169,75	337,25	243	262	232	241	0,018	0,019
20-30	10	sabbia	108	180	3	3	36	60	19	9	235,00	450,00	258	293	255	273	0,036	0,038

(1) Vs<sub>30</sub> = 176 m/s Seed [Vs (m/s) = 49.Nspt<sup>0,25</sup>.s'vo<sup>0,14</sup>]

(2) Vs<sub>30</sub> = 181 m/s Lo Presti [Vs (m/s) = 277.qc<sup>0,13</sup>.s'vo<sup>0,27</sup> (qc Mpa)]

0,171

0,166





**COROGRAFIA**

Scala 1: 10.000

**COMUNE DI FERRARA - VIA PADOVA 43  
AREA "PETROLIFERA ESTENSE" - PIANO PARTICOLAREGGIATO**



**COROGRAFIA**  
 Scala 1: 25.000

**COMUNE DI FERRARA - VIA PADOVA 43**  
**AREA "PETROLIFERA ESTENSE" - PIANO PARTICOLAREGGIATO**

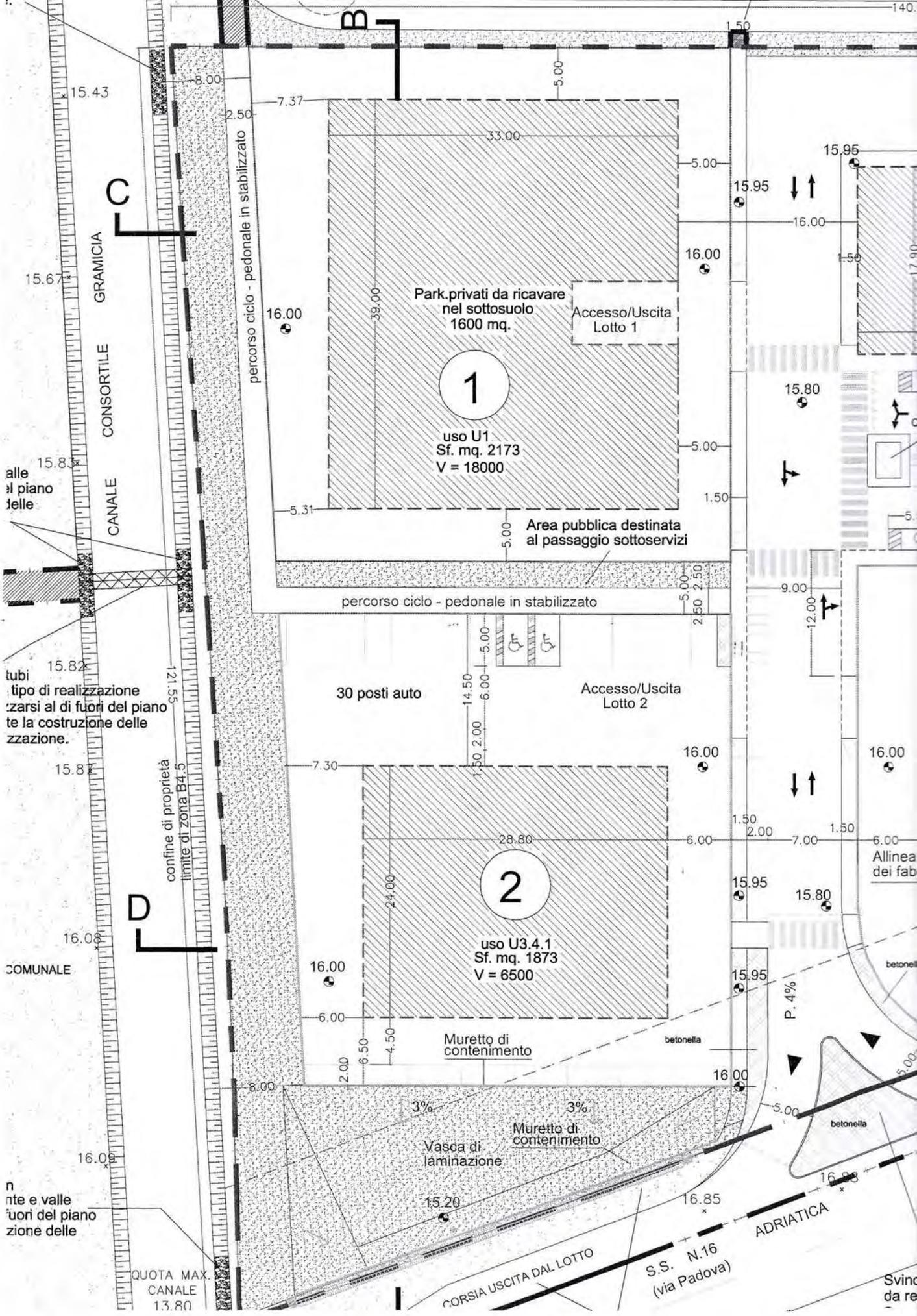
con  
onte e valle  
di fuori del piano  
irruzione delle

alle  
il piano  
felle

tubi  
tipo di realizzazione  
zarsi al di fuori del piano  
te la costruzione delle  
zzazione.

n  
nte e valle  
uori del piano  
zione delle

QUOTA MAX.  
CANALE  
13.80



COMUNALE

D

30 posti auto

2

uso U3.4.1  
Sf. mq. 1873  
V = 6500

Muretto di  
contenimento

Vasca di  
laminazione

Muretto di  
contenimento

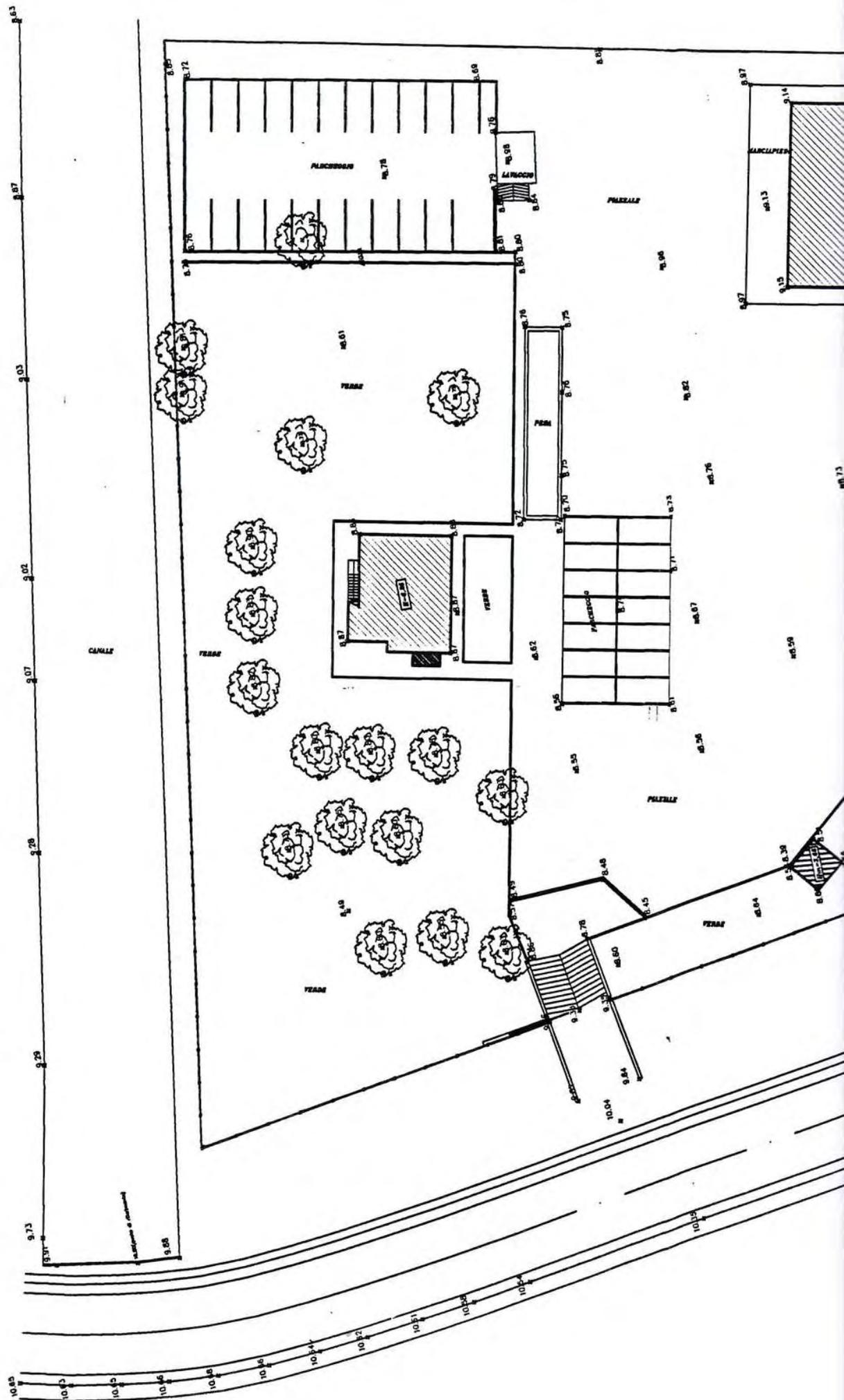
CORSIA USCITA DAL LOTTO

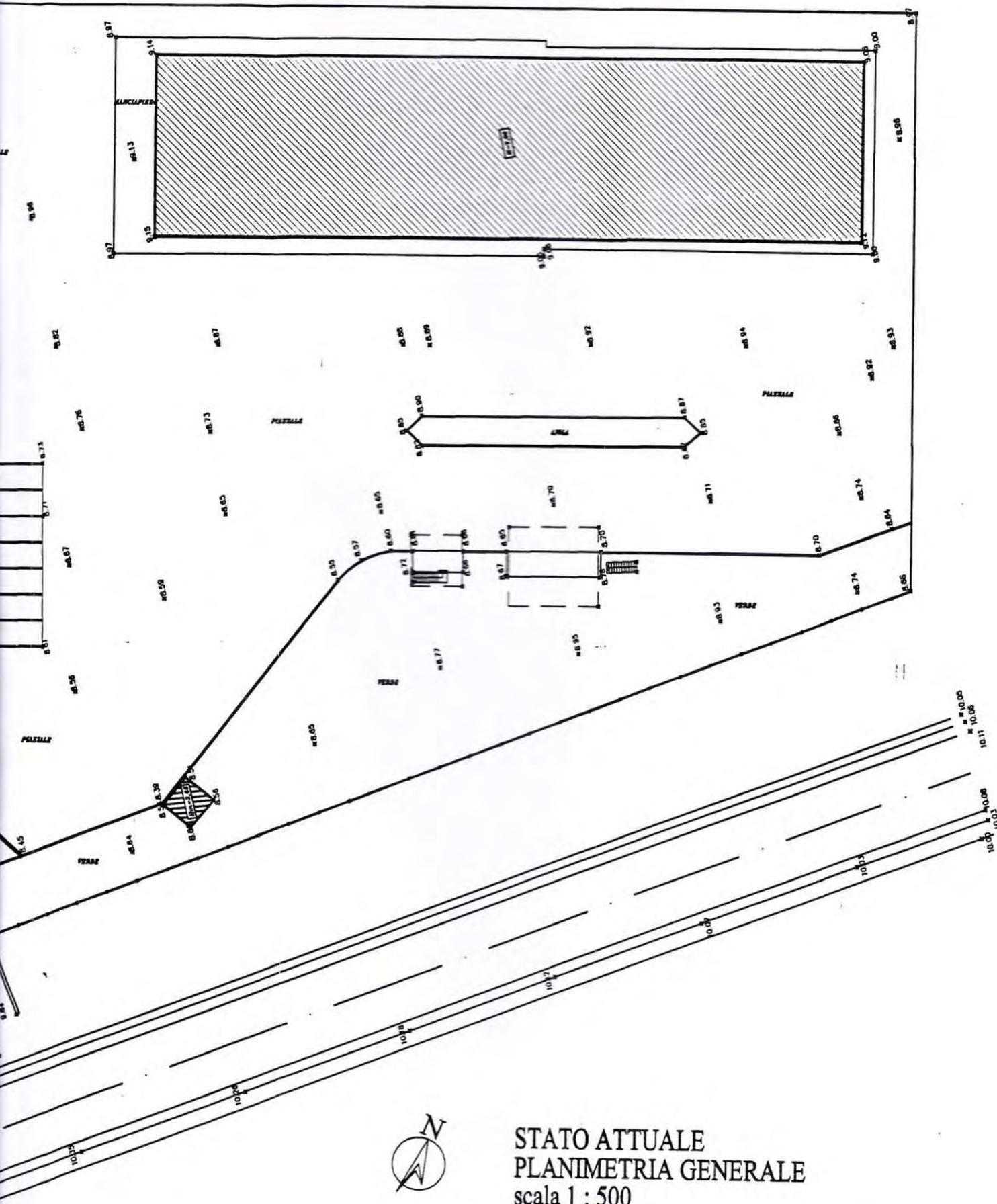
S.S. N.16  
(via Padova)

ADRIATICA

Svinco  
da re







STATO ATTUALE  
 PLANIMETRIA GENERALE  
 scala 1 : 500

COMUNE DI FERRARA - VIA PADOVA 43  
 AREA "PETROLIFERA ESTENSE"- PIANO PARTICOLAREGGIATO