

Ignazio Luciano Mancini

Geologo

Via T. Fiore, 14 – 70056 Molfetta (Ba)

Telefax 080 3346819 – E-Mail : imancini@libero.it

OGGETTO	<p>PROGETTO DI PIANO DI LOTTIZZAZIONE PRIVATA PER LA RISTRUTTURAZIONE URBANISTICA DELLE VOLUMETRIE ESISTENTI ALL'INTERNO DEL COMPARTO EDILIZIO N.17 (ai sensi del comma 2 dell'art. 34 delle NTA di PRGC) MOLFETTA (BA)</p>	
DENOMINAZIONE	<p>Relazione geologica – geomorfologica idrogeologica e geotecnica <i>(ex art. 89 DPR 6 giugno 2001 n. 380)</i></p>	
COMMITTENTE	PROPRIETARI DEI SUOLI	
DATA	novembre 2014	geol. – geot. Rif. 95/2014
geologo	geol. Ignazio L. Mancini	

Premessa

Su incarico conferito a chi scrive dai **Proprietari dei suoli**, è stato redatto il seguente studio geologico, geomorfologico e geotecnico generale sui terreni in cui insistono i terreni interessati dal **Piano di Lottizzazione privata per la ristrutturazione urbanistica delle volumetrie esistenti all'interno del Comparto Edilizio n. 17, ai sensi del comma 2 dell'art. 34 delle NTA del PRGC**, nel Comune di Molfetta.

Il presente studio è stato redatto sia in conformità del D.M. 11/03/1988 e successive variazioni e modificazioni, sia a quanto dettato dal Regolamento Edilizio della variante al P.R.G.C., art. 36 "Interventi di lottizzazioni", punto H1 dell'Allegato che prevede lo studio geologico.

L'area ricade nella tav. **IV SE** del **F° 177** della Carta Topografica d'Italia ed è posta a quote variabili da **+ 8.00 m. a + 16.00 m. s.l.m.**

Il **Piano di Lottizzazione** è ubicato nella zona di ponente del centro abitato del Comune di Molfetta, compreso tra la strada vicinale Fondo Favale e via Cavalieri di Vittorio Veneto, nel Rione "Arbusto" nei pressi della struttura cimiteriale.

La distanza minima dalla linea di costa è di circa 320 m.

Nel Piano di lottizzazione verranno realizzate come tipologia edilizia:

- n 4 palazzine caratterizzate dal doppio piano interrato, piano terra più 6 piani superiori per un'altezza di circa 22 metri fuori terra;
- n 2 palazzine accorpate caratterizzate dal doppio piano interrato, piano terra più 6 piani superiori per un'altezza di circa 22 metri fuori terra;
- n 1 palazzina isolata che si affaccia sulla vicinale Fondo Favale caratterizzata da un piano interrato, piano terra + 6 Piani superiori per un'altezza fuori terra pari a 22 metri.

Il presente studio riveste un carattere generale; per ogni singolo "manufatto" andranno eseguite indagini di tipo diretto ed indiretto per l'approfondimento delle conoscenze geomeccaniche dei terreni interessati dalle fondazioni.

Si riportano inoltre le risultanze di un'indagine geofisica condotta da chi scrive nel sito in esame.

Considerando i parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni, viene indicata la tipologia fondale più idonea, anche in relazione alle condizioni di massima sollecitazione trasmessa allo scrivente dal Gruppo di Progettazione.

Le infrastrutture di cui all'oggetto si inseriranno in un contesto paesaggistico-ambientale non assoggettato dal vincolo paesaggistico e idrogeologico e né tanto meno rientrano nelle aree a rischio esondazione di cui all'approvato PAI, per cui la costruzione dei manufatti di cui all'oggetto non creerà interferenze negative con l'ambiente circostante e né implementa situazioni di rischio.

Il Comune di Molfetta con Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 è stato classificato come zona sismica di bassa categoria ($Z = 3$) per cui particolare attenzione è stata rivolta anche a tale aspetto. Per le finalità di cui all'oggetto sono stati effettuati numerosi sopralluoghi nel sito in epigrafe con raccolta dati e rilevamento geologico di dettaglio, inoltre sono state visionate le foto aeree della zona.

1. Riferimenti Normativi e Legislazione

Il presente studio è stato redatto in conformità al **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 programmazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre ed opere di fondazione”* e successive variazioni e modificazioni. In riferimento al comma H.1 *“Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree”* al punto a) si riporta *“Nuovi insediamenti Urbani o Civili o Industriali”*. In particolare gli studi geologici e geotecnici devono accertare le condizioni di stabilità dei pendii, i possibili fenomeni di subsidenza prodotti da modifiche del regime delle acque superficiali e profonde nonché alla caratterizzazione del territorio, per la ricerca dei parametri di progetto in accordo con quanto previsto dalle Norme Sismiche.

Lo studio risponde a quanto dettato dal Regolamento Edilizio della variante al P.R.G.C., art. 36 *“Interventi di lottizzazioni”*, punto H1 dell'Allegato che prevede lo studio geologico.

Inoltre lo studio è conforme alla **L. 64/74**, in cui all' art. 13 (*Parere delle sezioni a competenza statale degli uffici del genio civile sugli strumenti urbanistici*) si riporta: *“Tutti i comuni nei quali sono applicabili le norme di cui al titolo II della presente legge e quelli di cui al precedente art. 2, devono richiedere il parere delle sezioni a competenza statale del competente ufficio del genio civile sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio”*.

Infine risponde anche a quanto dettato dal **DPR 6 giugno 2001 n. 380**, in cui all'art. 89 è riportato: *“Tutti i comuni nei quali sono applicabili le norme di cui alla presente sezione e quelli di cui all'art. 61, devono richiedere il parere del competente ufficio tecnico regionale sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio”*.

2. Ubicazione dell'area

Il **Piano di Lottizzazione** è ubicato nella zona di ponente del centro abitato del Comune di Molfetta, compreso tra la strada vicinale Fondo Favale e via Cavalieri di Vittorio Veneto, nel Rione "Arbusto" nei pressi della struttura cimiteriale.

La distanza minima dalla linea di costa è di circa 320 m.

Il Piano rientra nelle zone di espansione C di PRG, all'interno del Comparto n. 17, ed in particolare è normato dall'articolo 34.1 comma 2 dello strumento urbanistico comunale. L'area risulta catastalmente compresa nei fogli 8 e 54.

Nel Piano di lottizzazione verranno realizzate come tipologia edilizia:

- n 4 palazzine caratterizzate dal doppio piano interrato, piano terra più 6 piani superiori per un'altezza di circa 22 metri fuori terra;
- n 2 palazzine accorpate caratterizzate dal doppio piano interrato, piano terra più 6 piani superiori per un'altezza di circa 22 metri fuori terra;
- n 1 palazzina isolata che si affaccia sulla vicinale Fondo Favale caratterizzata da un piano interrato, piano terra + 6 Piani superiori per un'altezza fuori terra pari a 22 metri.

Per indicazioni più precise si rimanda agli elaborati scritto - grafici progettuali.

Nelle figure seguenti si riportano:

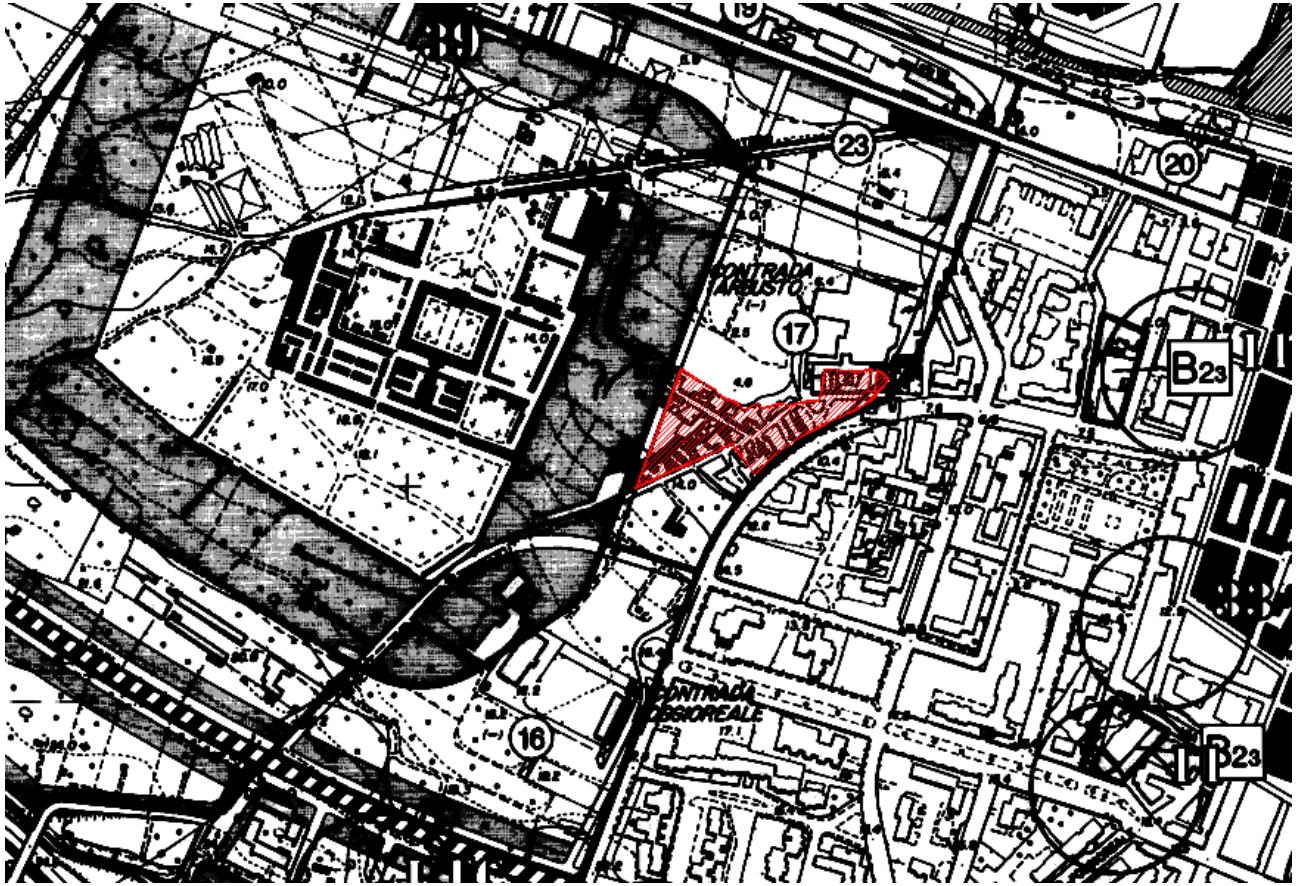
- Piano del Comparto 17 (TAV. 1);
- Piano di Lottizzazione su base CTR (TAV. 2);
- stralcio della tav. D.07 di PRGC (TAV. 3);
- stralcio catastale (TAV. 4);
- sistemazione urbanistica (TAV. 5).



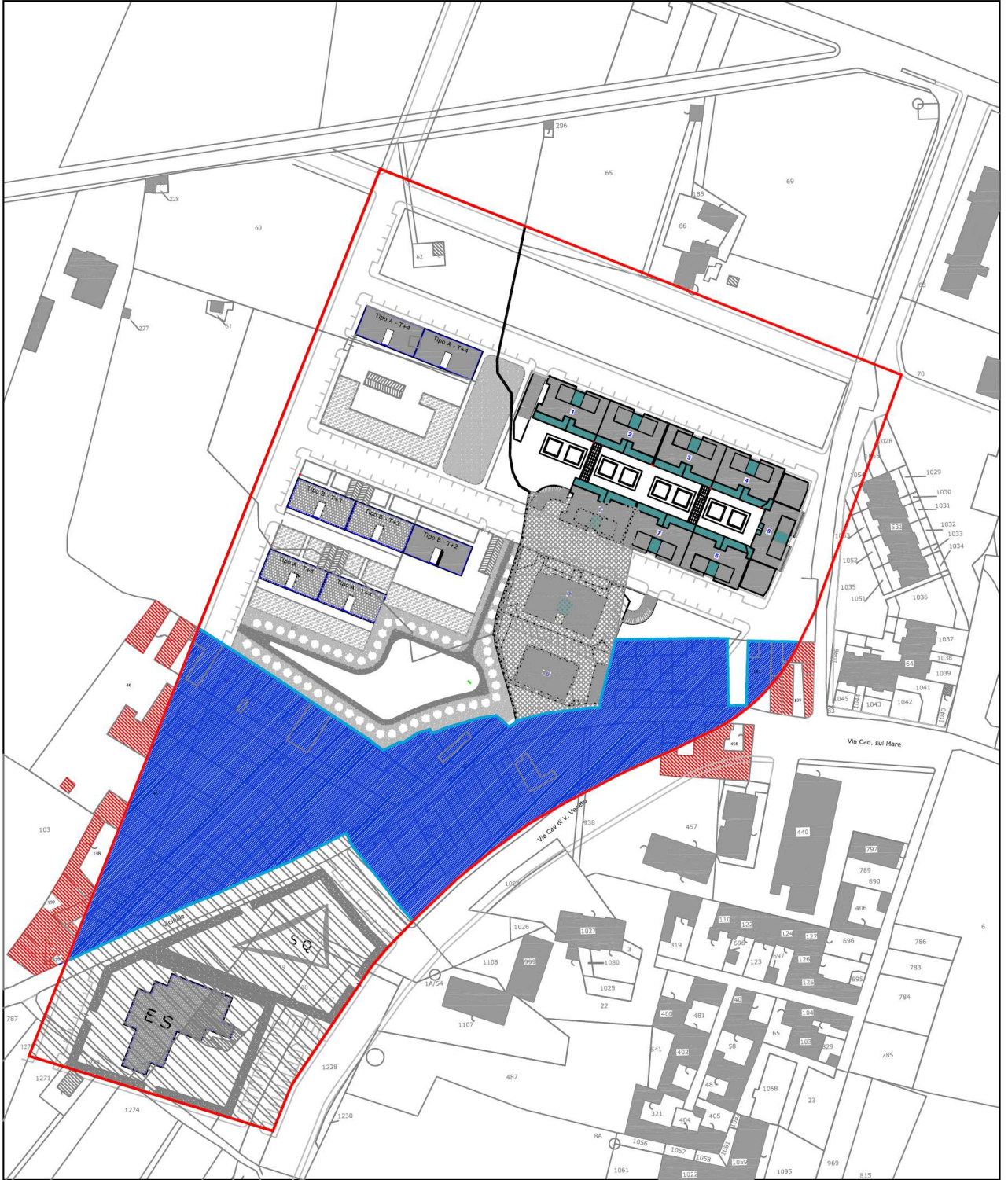
TAV. 1: PIANO DEL COMPARTO 17



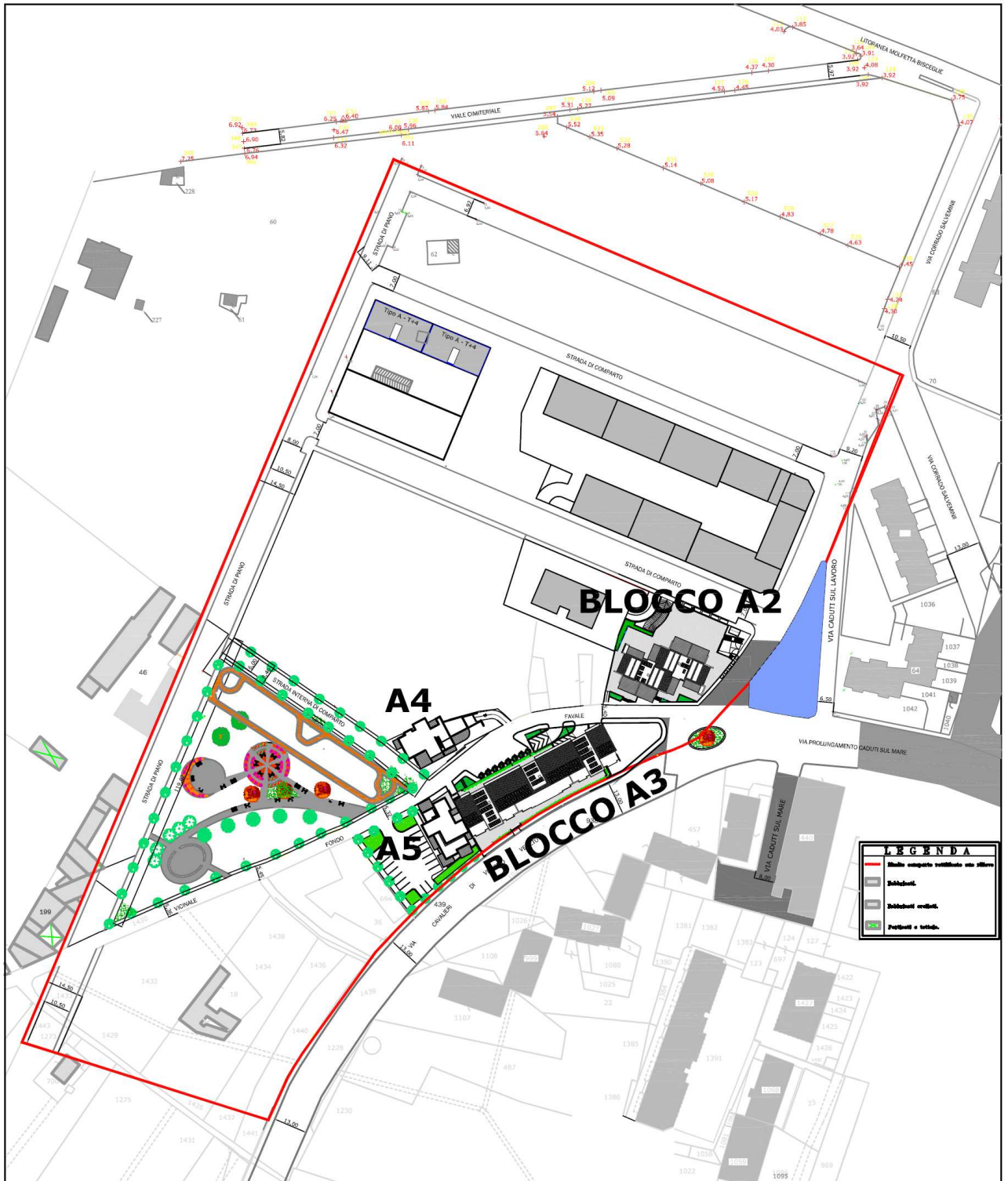
TAV. 2: PIANO DI LOTTIZZAZIONE SU BASE CTR



TAV. 3: STRALCIO DELLA TAV. D07 DI PRGC con individuazione del Piano di Lottizzazione.



TAV. 4: STRALCIO CATASTALE



TAV. 5: SISTEMAZIONE URBANISTICA

Come inquadramento, il Piano di lottizzazione contenuto all'interno del Comparto n. 17 è caratterizzato dalle seguenti coordinate UTM WGS84 33N medie:

- 632806.00 m Est;
- 4562547.00 m Nord.

avana, dello spessore variabile da qualche decimetro fino al metro, a tessitura omogenea, di norma tenaci e compatti. A tratti, nell'ambito di ciascuno strato sono evidenti veli argillosi di terra bruno-rossastra. La roccia mostra di aver subito, in passato, sollecitazioni di compressione e di trazione che hanno sconvolto l'originaria tessitura e struttura tabulare. Sono evidenti infatti delle deboli pieghe. Sono presenti talora, con mancanza assoluta di continuità areale, come materiale di interstrato o come riempimento di microcavità e fratture, modesti depositi di argille verdastre e sedimenti calcarenitici dotati di discreti caratteri di compressibilità. A luoghi, gli strati si distinguono per l'interposizione di livelli millimetrici di materiale detritico a differente colorazione ed imputabile ad apporti diversificati e leggere variazioni sinsedimentarie delle caratteristiche microambientali. La continuità spaziale degli strati viene interrotta dalla presenza di piani di fratturazione ad andamento subverticale e a differente orientazione. Sul terreno si evidenziano almeno due sistemi principali di fratturazione ed altrettanti secondari. Le caratteristiche di tali superfici (persistenza, spaziatura, orientazione ecc.) sono elementi geometrici fortemente variabili da zona a zona. Tali piani, unitamente ai giunti di strato, suddividono la roccia in poliedri grossolanamente irregolari che, formando vie preferenziali per l'acqua, hanno favorito l'esplicarsi del fenomeno carsico epigeo ed ipogeo. L'acqua con la sua azione ha compromesso le porzioni più superficiali, già fratturate, realizzando, in concentrazioni modeste, lembi terroso-argillosi verdastri che possono svilupparsi anche in profondità, interessando maggiori porzioni rocciose. E' da porre in essere come talora i calcari, a seguito dell'intervento combinato dell'alterazione chimica, della dissoluzione carsica, della microtettonica, possano risultare intensamente fratturati e con caratteristiche geomeccaniche non confacenti ai materiali lapidei. Inoltre, nella zona, stante la natura carsica dei terreni, non si esclude la presenza di soluzioni verticali a minor continuità (capivento, fratture imbutiformi, ecc.). L'andamento generale degli strati calcarei è **N70W** con immersione a NE di pochi gradi; inoltre in adiacenza sono evidenti piccoli salti di pendenza. La stratificazione, fitta nelle parti alte (con strati dell'ordine del decimetro, le "chiancarelle") si fa più importante con l'aumentare della profondità (si riscontrano "mani" superiori al metro).

La roccia appare nel complesso come fortemente tenace.

Sui calcari si rinviene una copertura agraria pedogenizzata per attività antropica dello spessore massimo di **50 cm**. Inoltre è presente materiale di riporto a spessore variabile proveniente dai lotti adiacenti e costituito essenzialmente da materiali di scavo.

Morfologicamente la zona, nel complesso, degrada dolcemente verso l'attuale linea di costa. Essa si presenta come un tipico territorio interessato dal processo carsico e quindi con l'alternanza di dossi (corrispondenti a cerniere di anticlinali), intervallati a

forme più depresse ("lame"), e per l'affioramento, in talune aree, di terreni agrari rossastri.

Elemento morfologico importante che si rileva nella parte occidentale del Piano di lottizzazione è quello data dalla presenza di una cava, che si apre nel materiale calcareo. Presumibilmente tale cava è stata utilizzata in passato come cava di prestito per l'estrazione di conci lapidei per la realizzazione dell'adiacente struttura cimiteriale ovvero per la diga costituente il porto.

Nella figura 2 che segue se ne riporta l'andamento planimetrico.

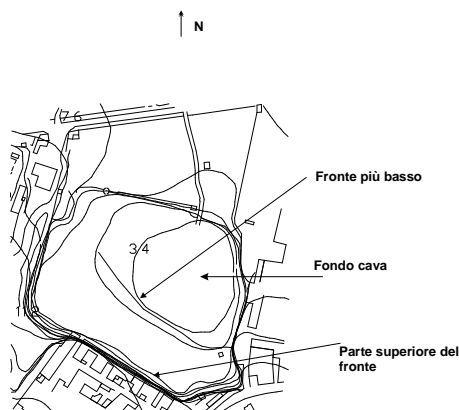


fig. 2

Tale cava si presenta a gradoni. Il fronte superiore è dotato di altezze di circa 6 – 8 m, mentre il piano inferiore, che si sviluppa nella parte centrale dell'area, ha dislivelli modesti che quasi mai superano i 2.00 m.

Lo sviluppo in pianta è di circa 22.000 mq, con un perimetro di circa 600 m.

Il piano di coltivazione nella stessa cava avveniva laddove si rinvenivano i materiali di cui si aveva bisogno (chiancarelle o blocchi da lavorare). Questo spiega l'andamento morfologico attuale, con fronti dotati di differente altezza. Nella parte più profonda si rinviene materiale alluvionale.

Tettonicamente la zona è da definirsi “tranquilla”.

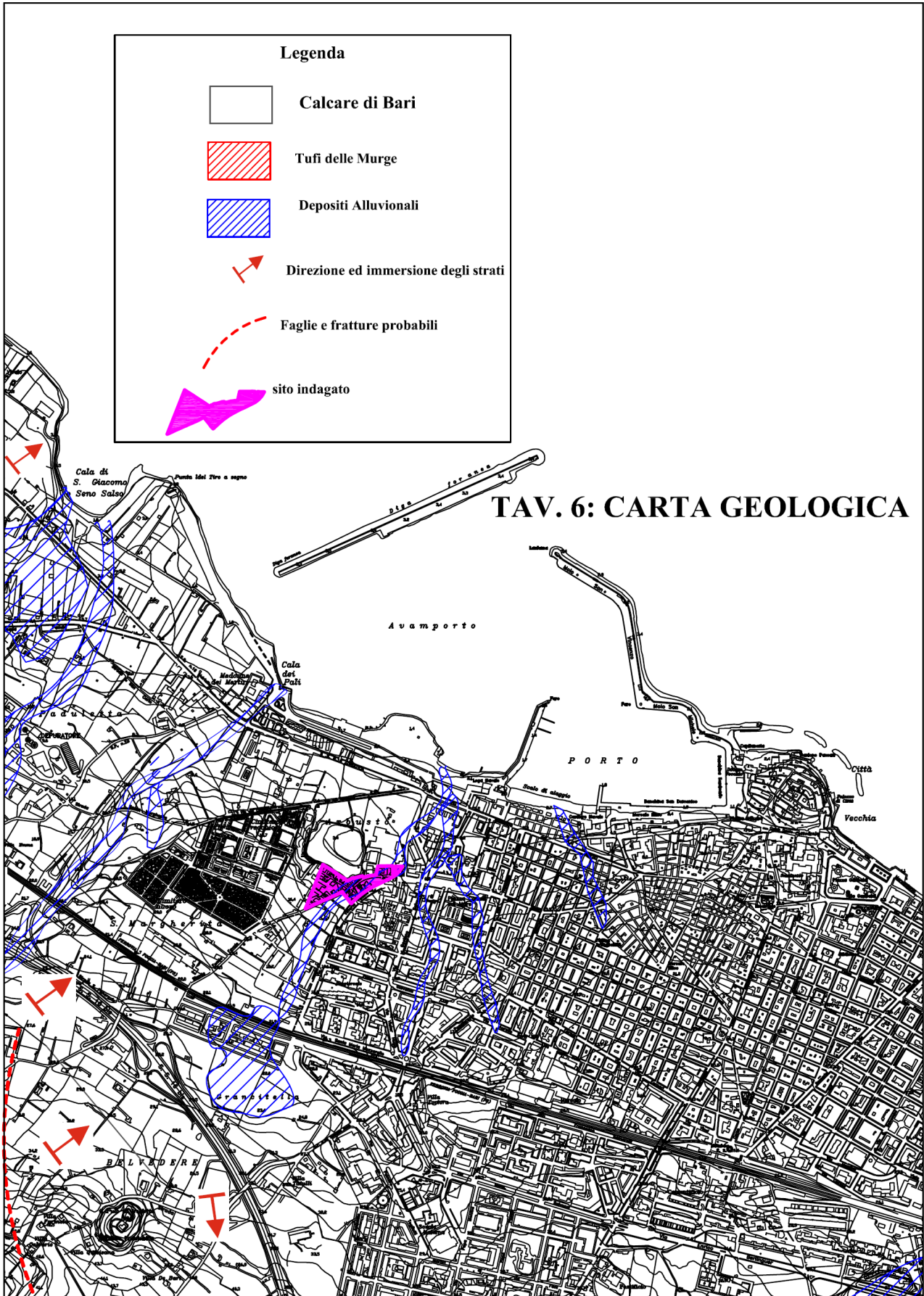
L'andamento generale degli strati si configura come una monoclinale immergente a nord-est, solo a tratti complicata da deboli episodi plicativi e disgiuntivi.

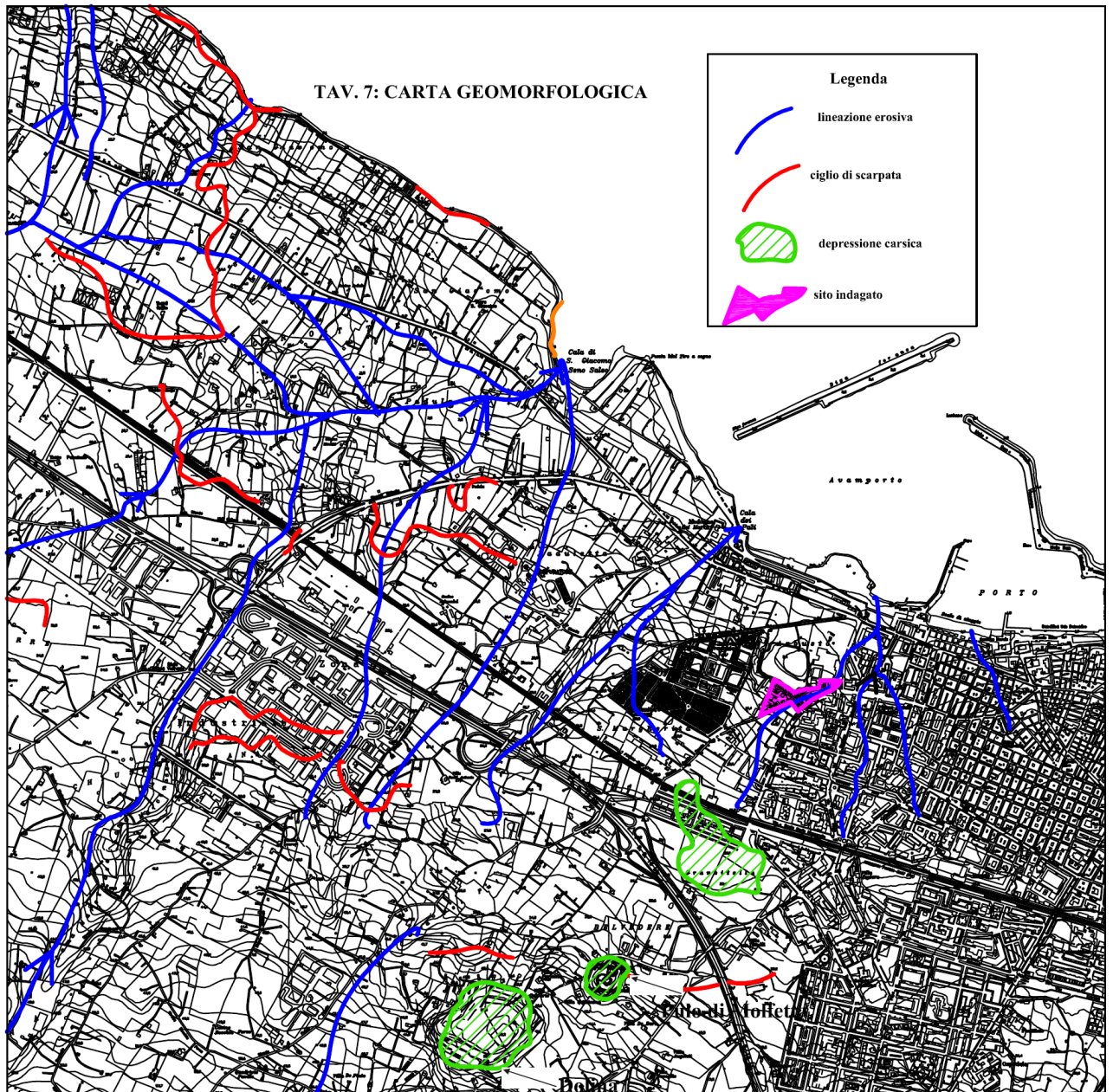
Idrologicamente la falda freatica di tipo carsico, circolante a luoghi in pressione, sostenuta da acque salate di ingressione marina è confinata a differenti profondità, per cui particolare attenzione e cautela andrà presa per i corpi bassi che insisteranno nella porzione più depressa.

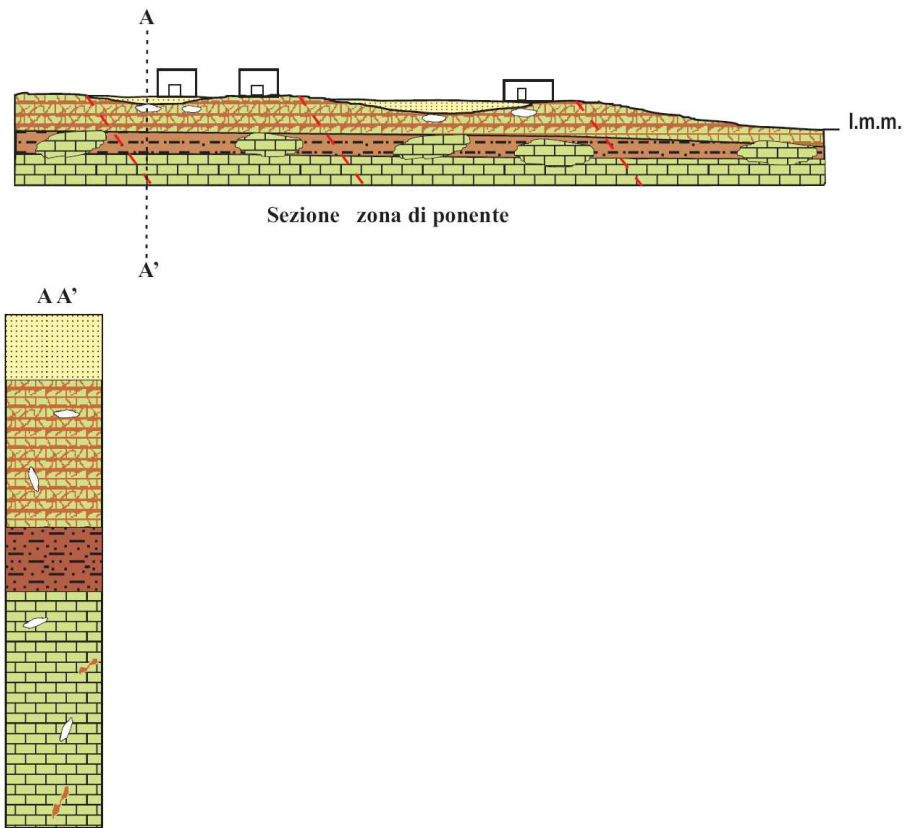
Stante la permeabilità per fratturazione presentata dai calcari cretacei e per la mancanza di strati francamente impermeabili, non esistono i presupposti per l'esistenza di falde superficiali sospese che possano interferire con le strutture in progetto.

In riferimento alle caratteristiche geologiche dell'area si riportano:








- carta litologica (TAV. 6);
- carta della permeabilità (TAV. 7);
- sezione geolitologica schematica e colonna litostratigrafica locale (TAV. 8).







LEGENDA

	Depositi marini terrazzati, in facies calcarenitica (tufi delle Murge)		Deposito di terre rosse prodotto di alterazione dei calcari (calcare di Bari)
	Calcari fratturati alternati a terre rosse (calcare di Bari)		Calcari (calcare di Bari)
	cavità		Faglia diretta presunta
	Depositi confinati di terre rosse		

**Situazione geologica e stratigrafica del Comune di Molfetta (Ba)
Zona di Ponente**

TAV. 8

3.1 Considerazioni geomorfologiche locali

Il Piano di lottizzazione è caratterizzato dalla presenza di due lame: la Lama del Pulo e la Lama Sedelle (fig. 3).

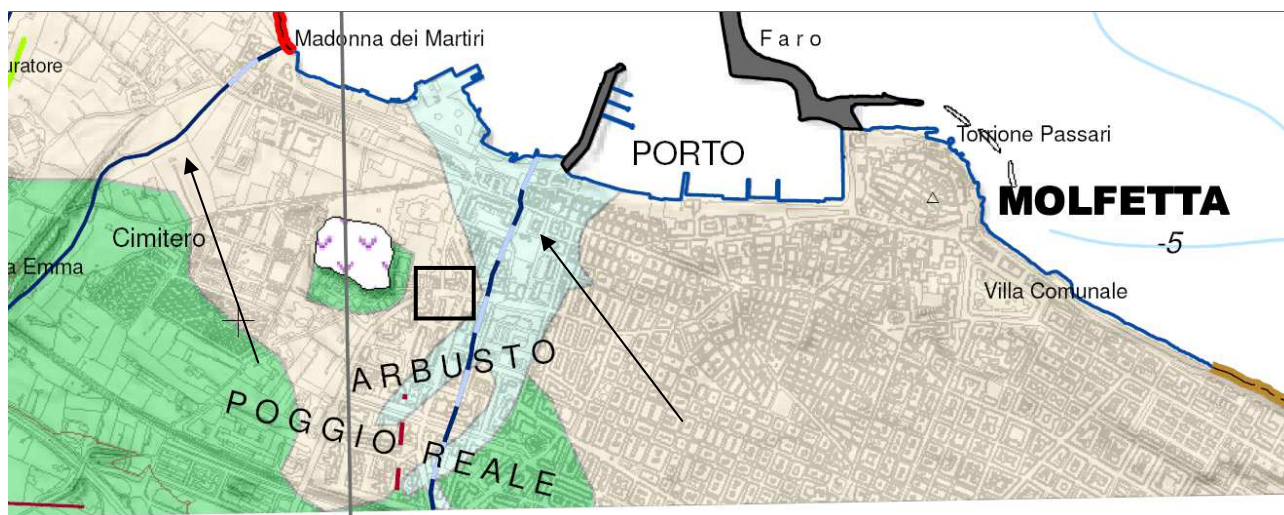


Fig. 3 : rapporti tra la lama del Pulo ad ovest e lama Sedelle ad est ed il Piano di Lottizzazione.

Lama del Pulo

La lama del Pulo è una modesta lineazione erosiva che nasce in prossimità del quadrivio Favale a sud - ovest del Gurgo, attraversa la Ss 16 bis, il cimitero e la ex SS 16, per sfociare nei pressi della Basilica della Madonna dei Martiri.

Lama Sedelle

Ben più importante è la lama Sedelle che nasce con due rami distinti nel territorio di Terlizzi in loc. Contrada Piscina e si dirige verso Molifetta, muovendosi parallelamente alla SP per Terlizzi. Attraversa l'autostrada A14 e la SS 16 bis e quindi si dirige verso la ex 167 ed il lotto 2, dove se ne perdono le tracce divenendo un "corso d'acqua obliterato", passa sotto il tombino ferroviario scorrendo secondo NE fino a sfociare nei pressi dell'ex Mattatoio Comunale (loc. Pennello).

Come si evince dalla fig. 3 il Piano non è interessato dalla presenza di tali elementi idrologici.

La morfologia dell'area è caratterizzata da un generale andamento con pendenze che si dirigono verso l'attuale linea di costa. Nella fig. 4 si riporta l'ortofoto su cui sono segnate le tracce delle sezioni eseguite.



Fig. 4: ortofoto con traccia delle sezione (da Google Earth)

Nelle figg. 5 si riportano i profili del terreno.



Fig. 5a: sezione 1 - 1



Fig. 5b: sezione 2 - 2



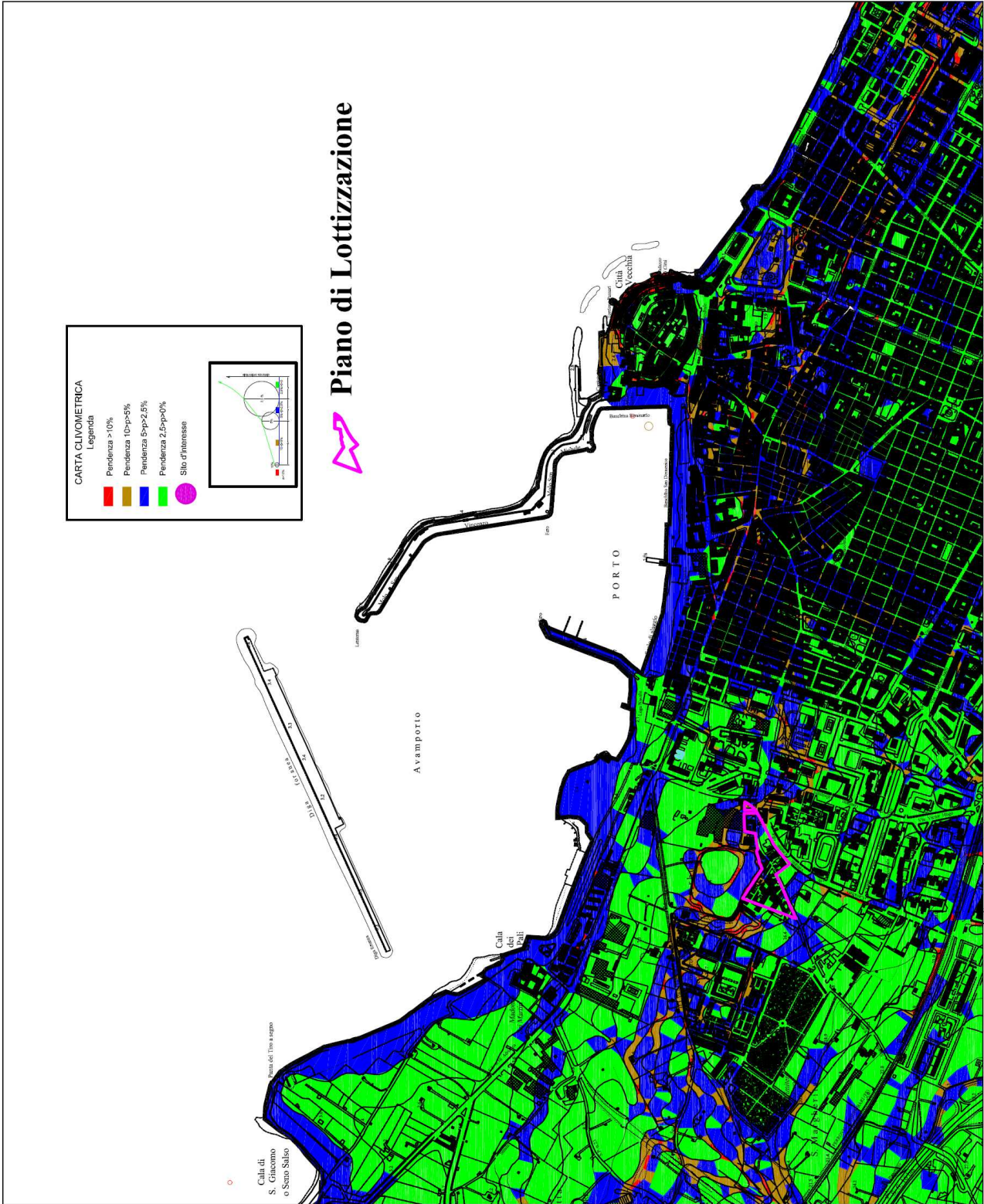
Fig. 5c: sezione 3 - 3

L'area è caratterizzata da modeste pendenze verso la linea di costa (sezione 1 -1).

3.2 Pendenze dell'area

Nella TAV. 9 viene presentata la carta delle pendenza con i limiti del piano di Lottizzazione.

Dall'esame della tavola è evidente come le zone edificabili siano caratterizzate da pendenze che arrivano fino al 5%.



TAV. 9: CARTA DELLE PENDENZE

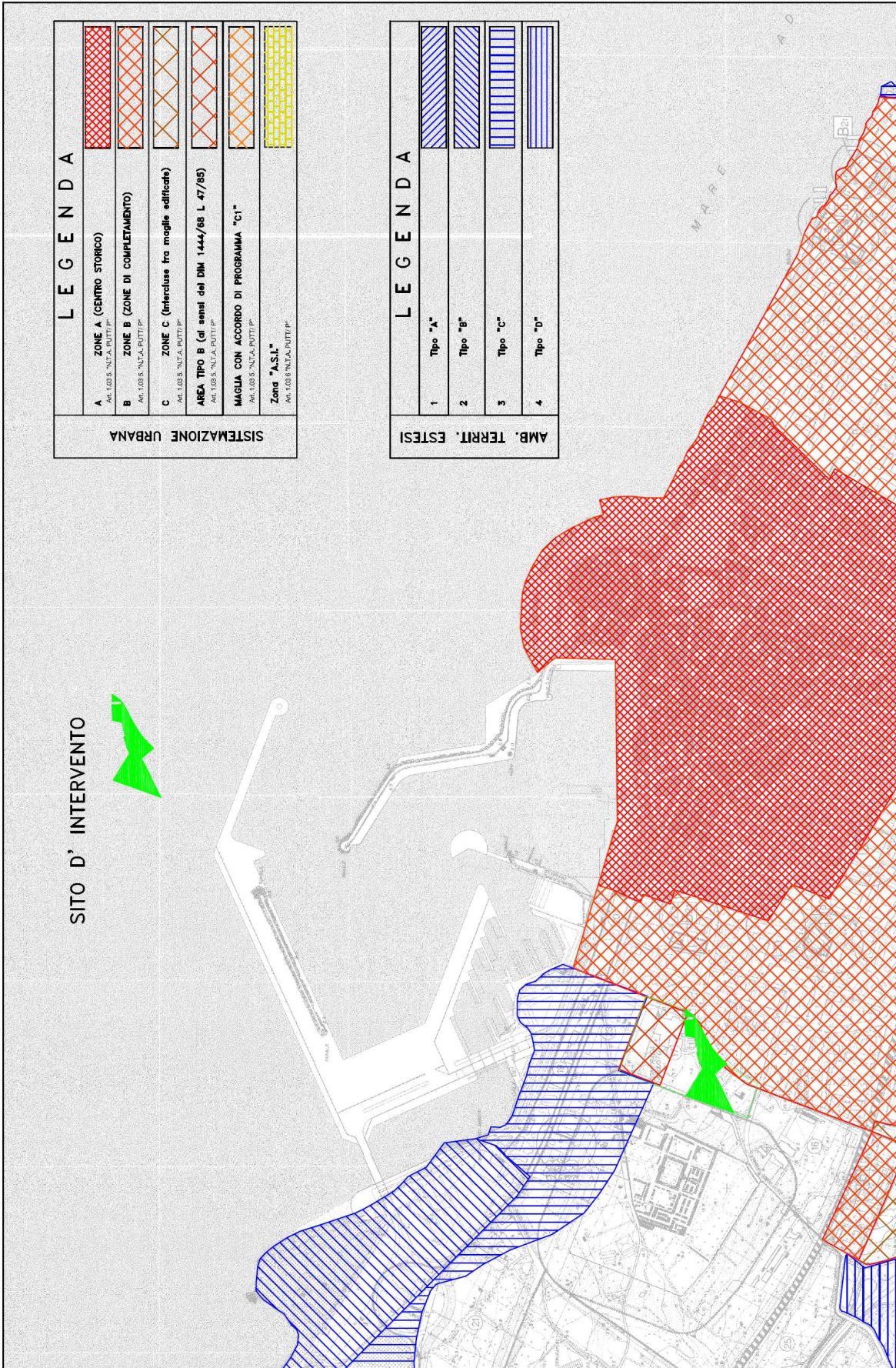
4. Rapporti con gli strumenti programmatori e di pianificazione

PUTT/P - Primi Adempimenti

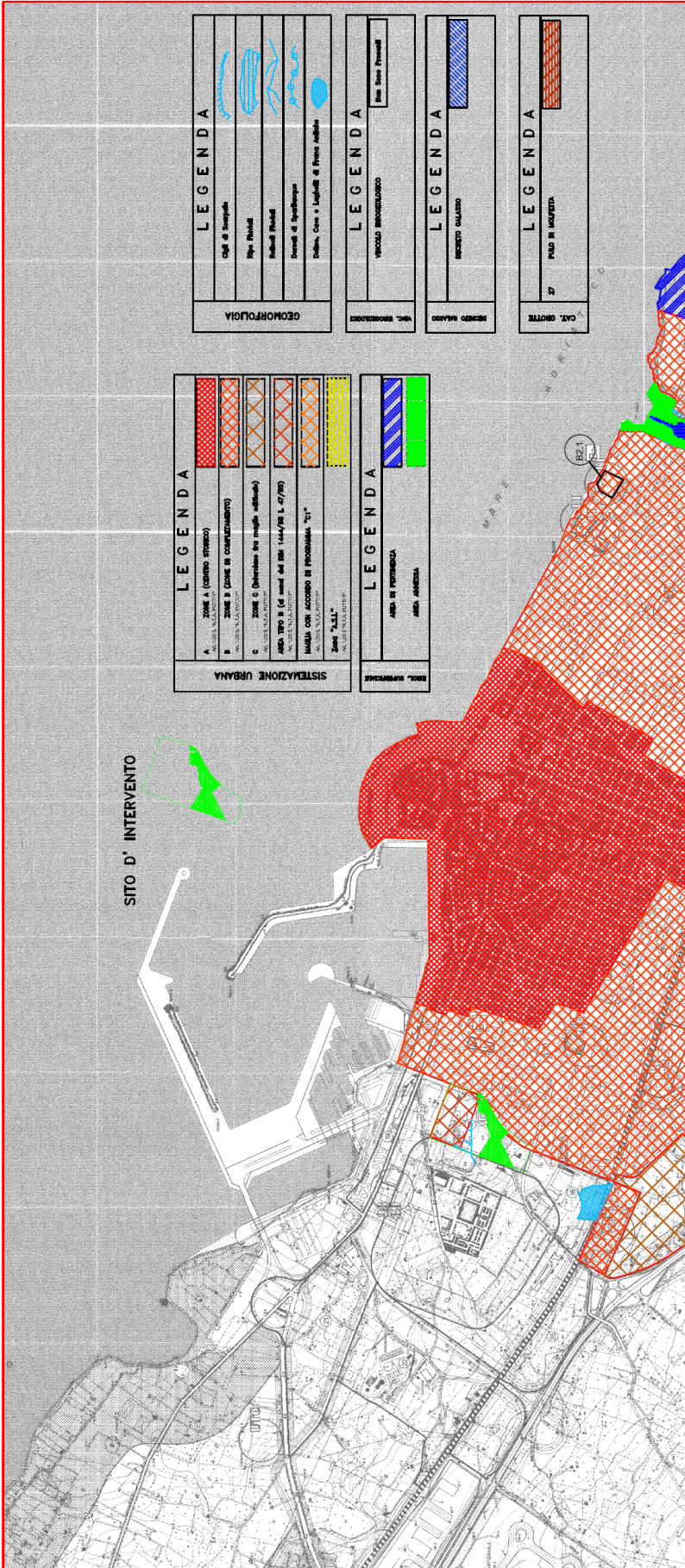
Il Piano di Lottizzazione non rientra negli ambiti estesi di cui al PUTT/P, così come si evince dallo stralcio qui nel seguito presentato (TAVV. 10 e 11). Le aree edificabili non risultano interessate dai Distinti di cui all'assetto geomorfologico.

In merito a questi si riporta:

- stralcio PUTT/P ATE (TAV. 10);
- stralcio PUTT/P ATD: assetto geomorfologico ed idrologico (TAV.11).



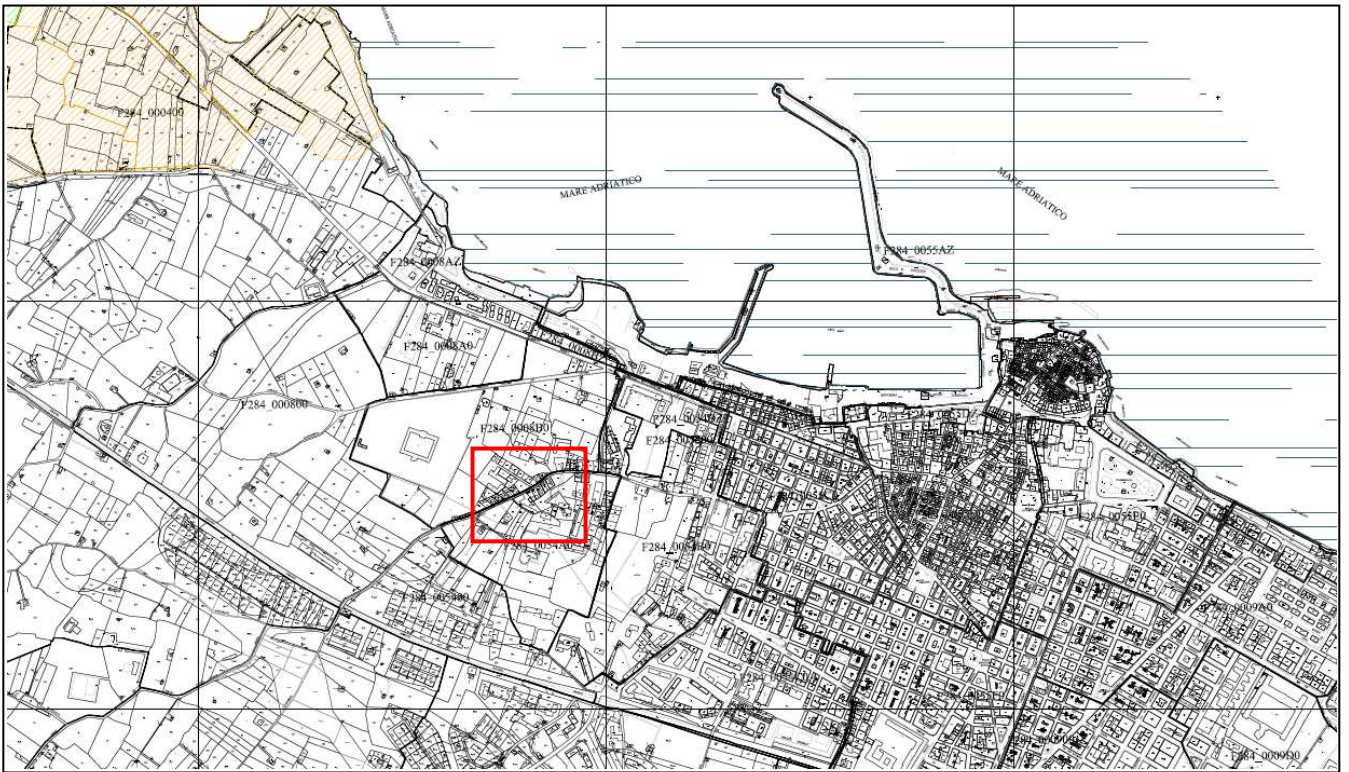
TAV. 10: STRALCIO DEI PRIMI ADEMPIMENTI - ATE








TAV. 11: STRALCIO DEI PRIMI ADEMPIMENTI - ATD - assetto idrogeomorfologico

PUTT/P – Adeguamento del PRGC al PUTT/P

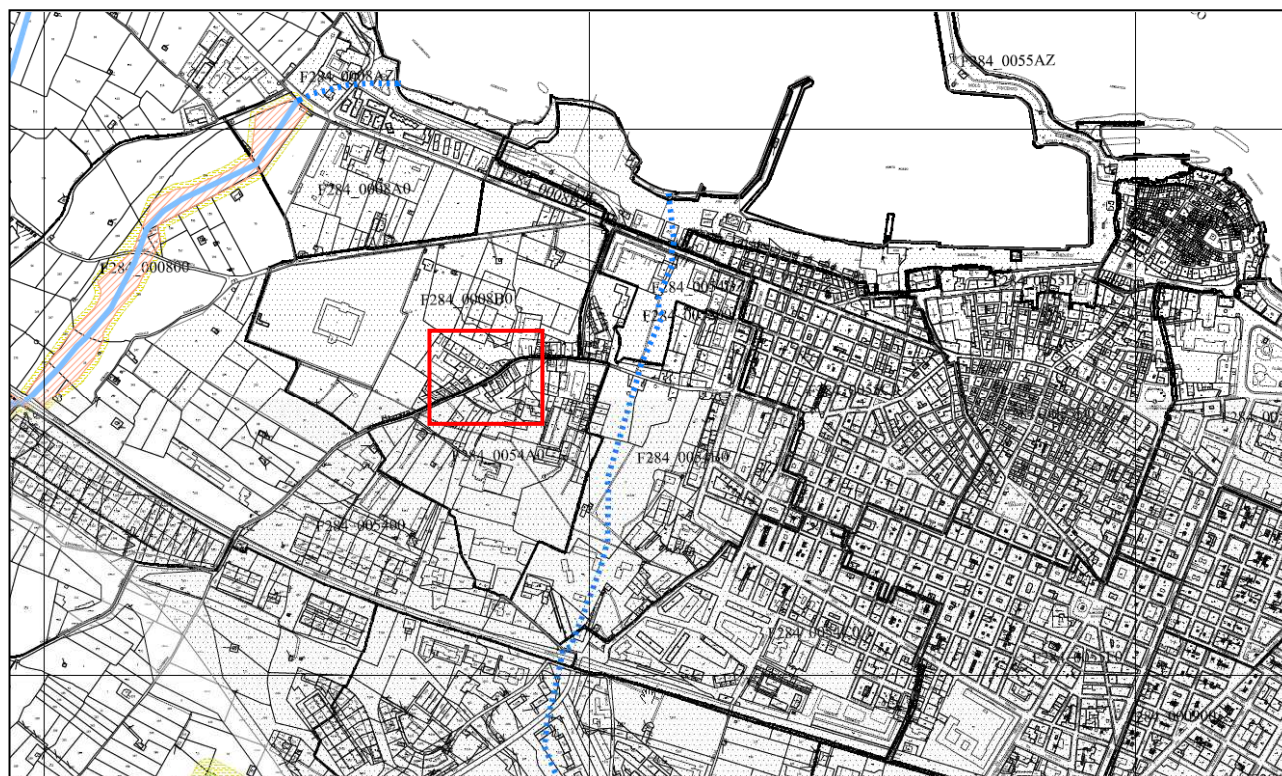
Con delibera di Consiglio Comunale del 24.05.2010 n. 25 è stato adottato il Piano di Adeguamento del PRGC al PUTT/P. Nelle Figg. 14-15-16-17 si riportano rispettivamente gli ambiti territoriali estesi e per quanto riguarda gli ambiti territoriali distinti i sistemi: idrogeomorfologico, botanico-vegetazionale e stratificazione storica. Nella TAVV. 12 - 13 - 14 e 15 emerge come il Piano di Lottizzazione sia completamente esterno a qualsiasi forma di sistema vincolistico.



Ambiti territoriali estesi







-  Ambito esteso di tipo A - valore eccezionale
-  Ambito esteso di tipo B - valore rilevante
-  Ambito esteso di tipo C - valore distinguibile
-  Ambito esteso di tipo D - valore relativo
-  Ambito esteso di tipo E - valore normale

TAV. 12: ATE









Legenda

Elementi morfologici

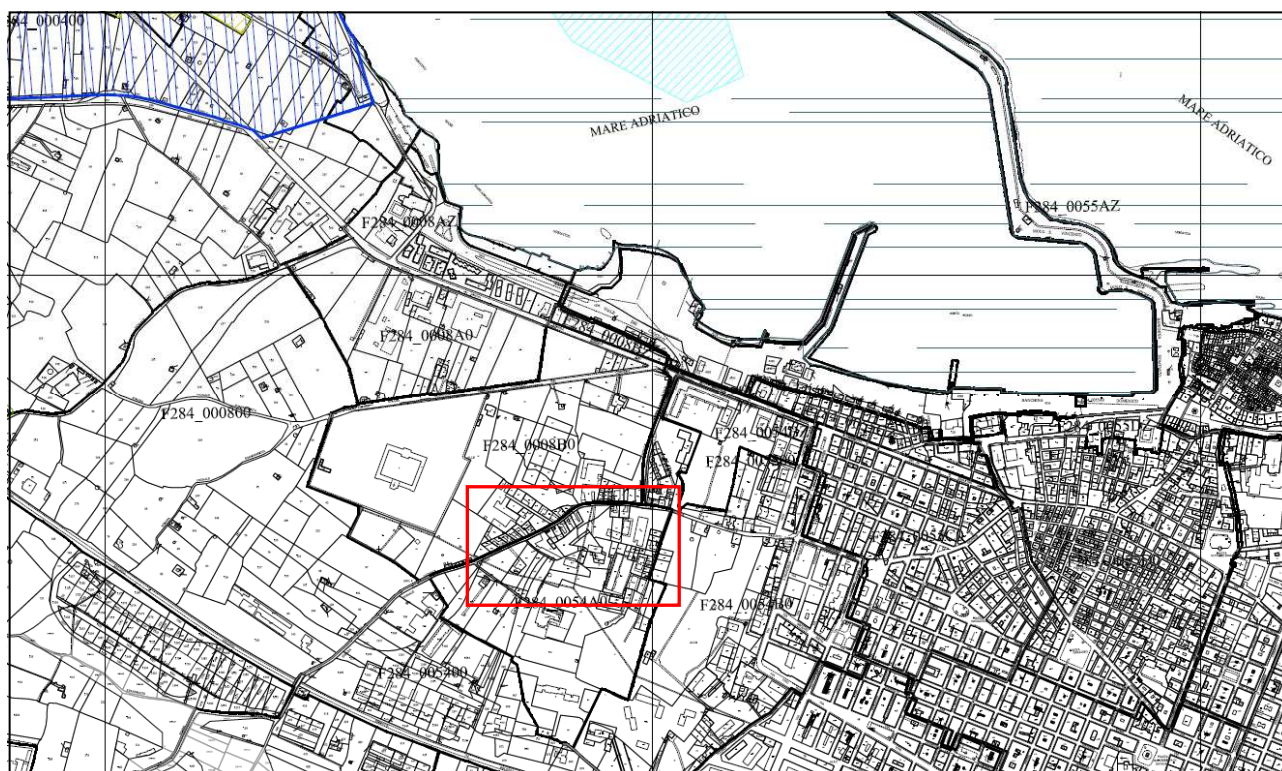
-  orlature di terrazzi con sistemazione antropica*
-  doline carsiche**
-  cave dismesse
-  discariche colmate
-  lama morfologica ben definita
-  incisioni di modesta entità

Elementi idrologici

-  reticolo delle linee principali di impluvio
-  impluvi con irrilevante significato morfologico
-  originarie direttrici di deflusso delle acque
-  aree di continuità idraulica
-  area annessa
-  territori trasformati







* assimilati alla nozione di beni diffusi del paesaggio agrario (muri a secco, ecc.)
si applicano le prescrizioni di base per questi disposte.

** si applicano le prescrizioni di base valevoli per le aree di continuità idraulica e/o
le incisioni di modesta entità





Legenda



SISTEMA VEGETAZIONALE ESTENSIVO

-  bosco
-  aree a macchia anche degradata con elementi e insiemi vegetazionali diffusi e canneti
-  parchi e ville extraurbane di rilevante valore testimoniale
-  Area a potenzialità faunistica - Oasi di protezione "Torre Calderina"
-  SIC MARE - IT9120009
Posidonieto San Vito - Barletta - DM 157 del 21.07.2005
-  ex aree estrattive dismesse con formazioni vegetazionali ruprestri

BENI DIFFUSI

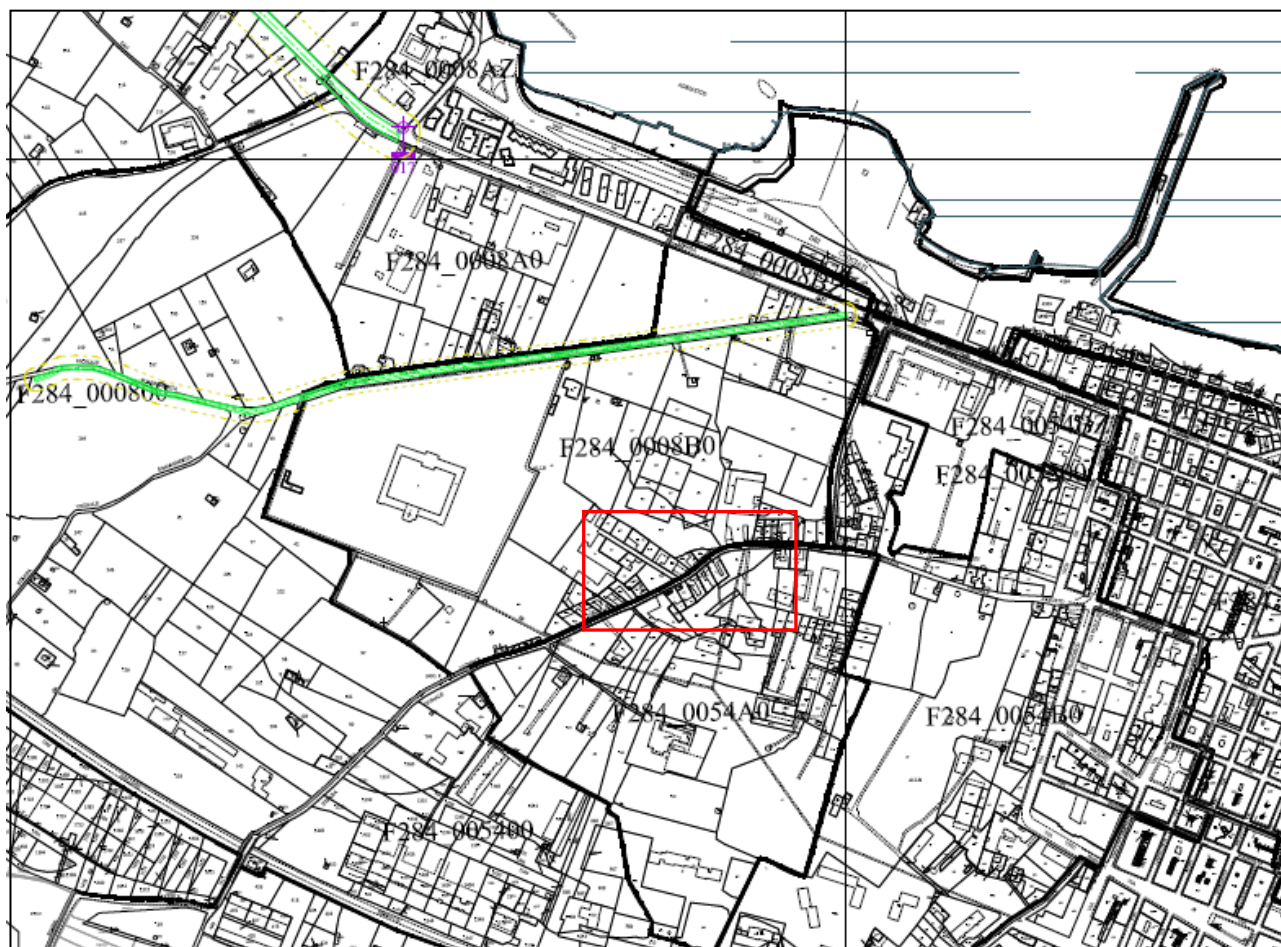
-  elementi vegetazionali puntuali
-  muretti con siepi

ELEMENTI DEL QUADRO ANALITICO SIGNIFICATIVI NELLE PIANIFICAZIONI SOTTORDINATE






-  direttrici di ambiti rurali antropizzati
-  aree ad incolto produttivo

+007 identificativo scheda descrittiva





TAV. 14: ATD - sistema botanico-vegetazionale




Vincoli e segnalazioni archeologiche

-  Formazione carsica - art. 4 ipso jure - L. 01/06/1939, n.1089
-  Particelle a vincolo diretto - art. 1, 3 - L. 01/06/1939, n.1089
-  Particelle a vincolo indiretto - art. art. 21 - L. 01/06/1939, n.1089
-  Aree a valenza archeologica
-  Segnalazioni archeologiche
(Fig. 25 p.lle 159, 155, 146, 93)


Tracciati stradali di permanenza del sistema viario, storicamente consolidato

-  Itinerario di tipo radiale
-  Itinerario di tipo anulare
-  Itinerario di tipo adduttivo
-  delimitazione area annessa

Elementi paesaggistici

-  Aree panoramiche

Grotte Pugliesi - Elenchi PUTT/P - (BURP n.8 del 17.01.2002)

-  BA - 27 - Pulo di Molfetta -

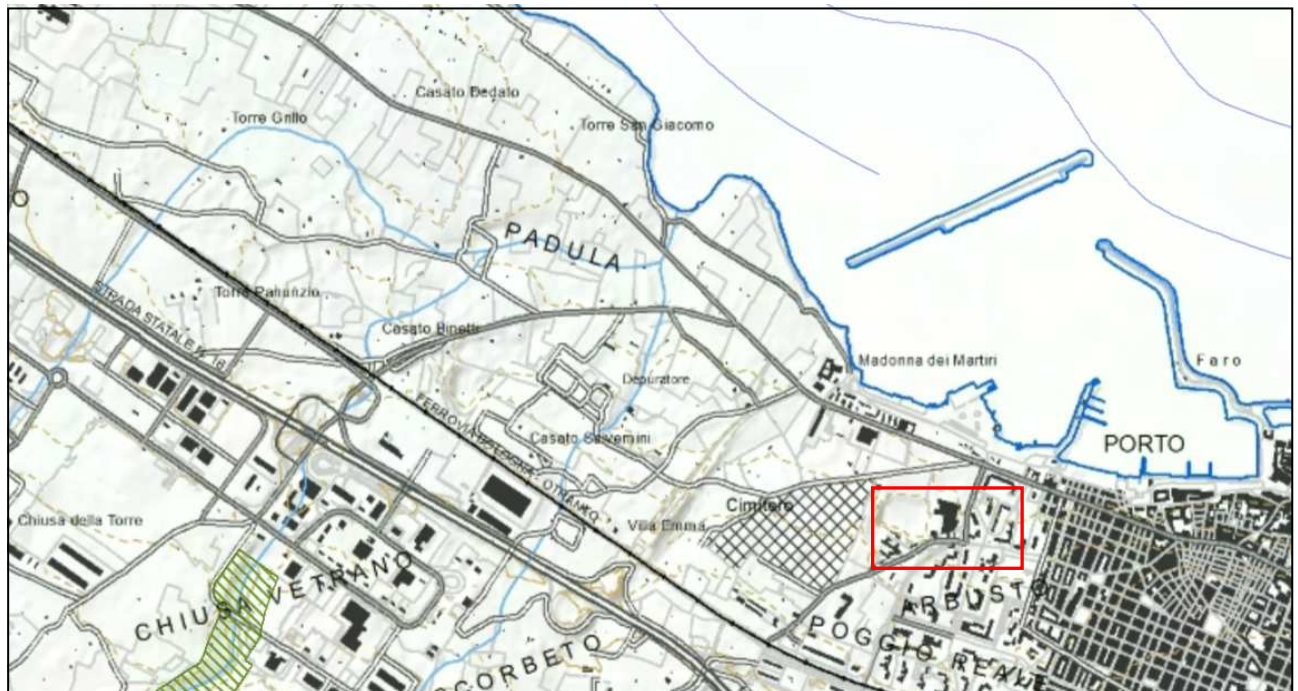
TAV. 15: ATD - sistema stratificazione storica

PPTR

Con delibera n 1435 del 2 agosto 2013, la Giunta regionale ha adottato il Piano Paesaggistico Territoriale Regionale, per il quale sono scattate le norme di salvaguardia.

Nelle figure che seguono si riportano gli stralci delle tavole attinenti la:

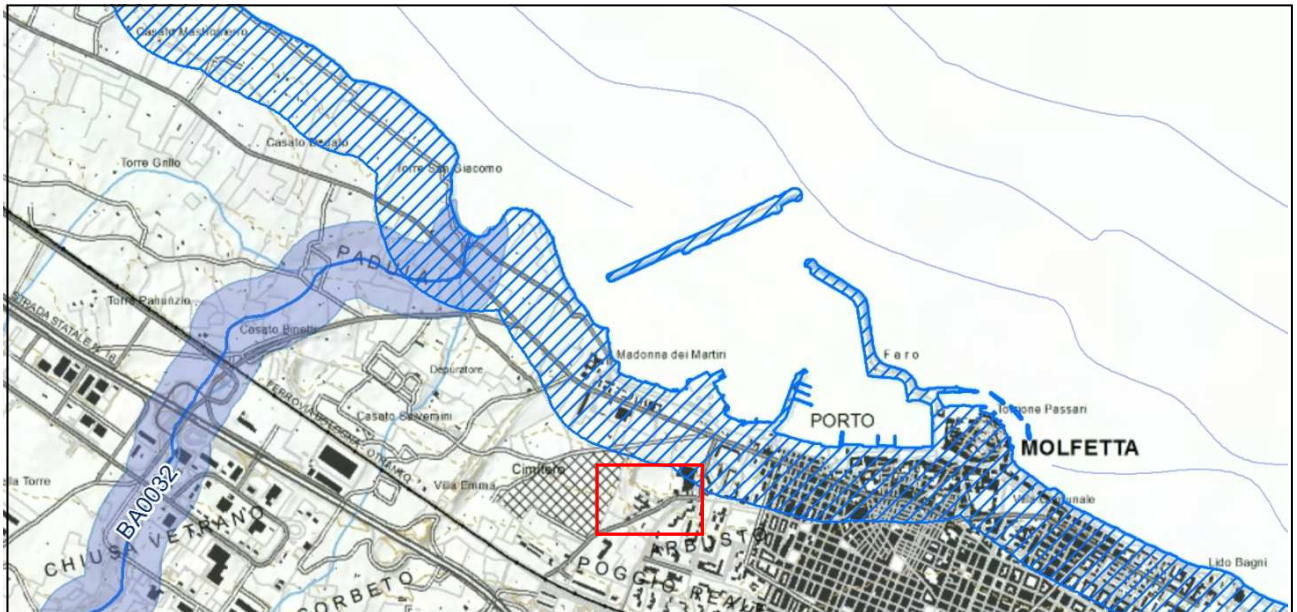
- Struttura idrogeomorfologica (TAVV. 16 - 17);
- Struttura botanico - vegetazionale (TAV. 18);
- Struttura culturale insediativa (TAV. 19);
- Aree protette (TAV. 20).






Ulteriori contesti paesaggistici

	Versanti
	Lame e gravine
	Doline
	Grotte
	Grotte (ingresso)
	Geositi
	Geositi (fascia di tutela)
	Inghiottitoi
	Cordoni dunari




TAV. 16: Struttura geomorfologica



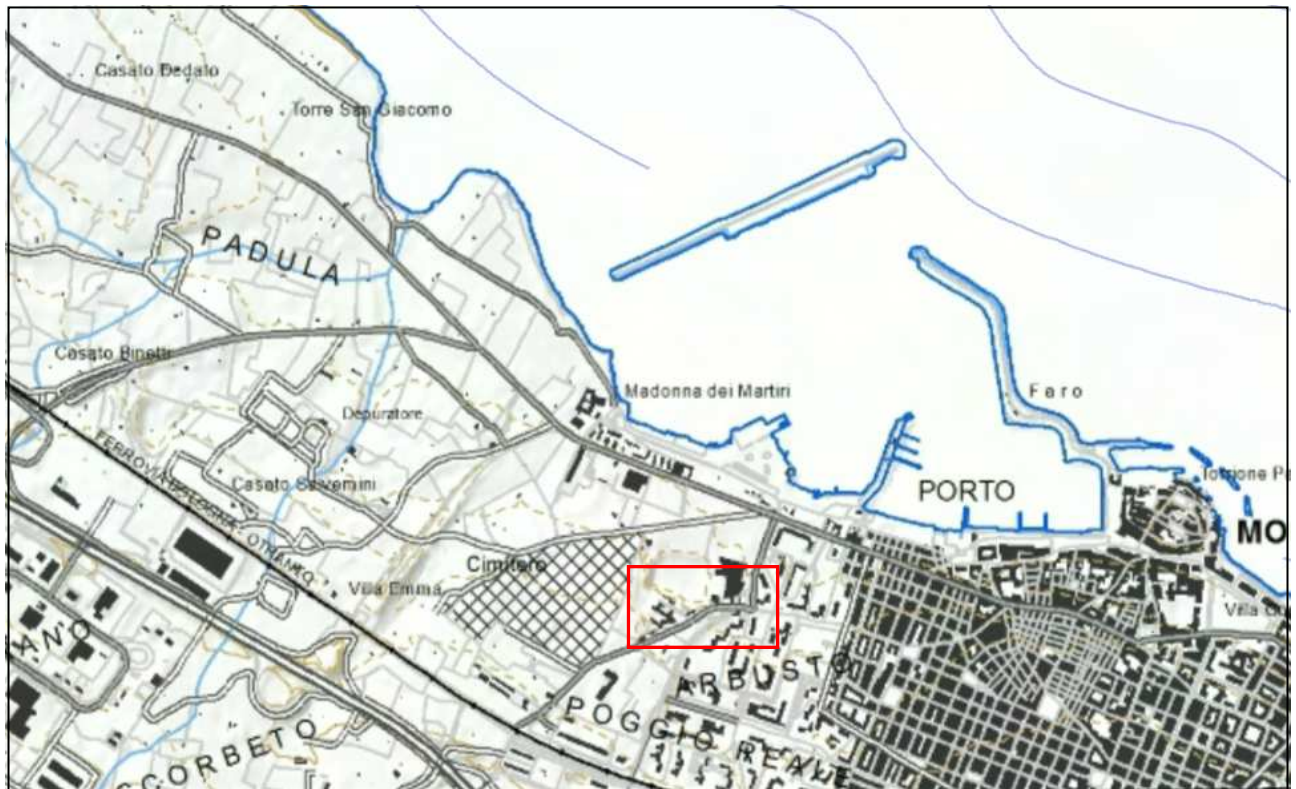
Beni paesaggistici

-  Territori costieri
-  Territori contermini ai laghi
-  Fiumi e torrenti, acque pubbliche

Ulteriori contesti paesaggistici

-  Sorgenti
-  Reticolo idrografico di connessione della R.E.R.
-  Vincolo idrogeologico

TAV. 17: Struttura idrologica



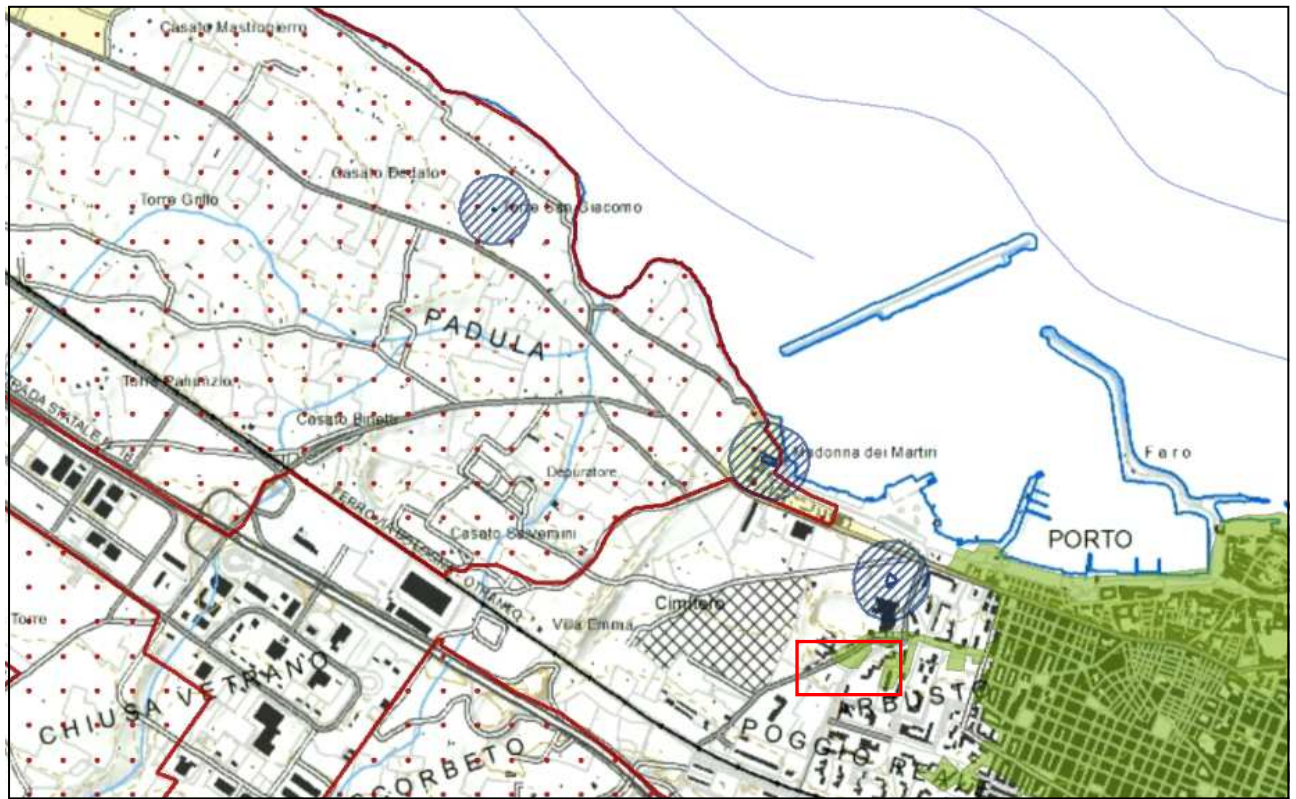
Beni paesaggistici

- Boschi
- Zone umide Ramsar




Ulteriori contesti paesaggistici

- Aree umide
- Prati e pascoli naturali
- Formazioni arbustive in evoluzione naturale
- Aree di rispetto dei boschi

TAV. 18: Struttura botanico vegetazionale







Beni paesaggistici

-  Immobili e aree di notevole interesse pubblico
-  Zone gravate da usi civici
-  Zone di interesse archeologico

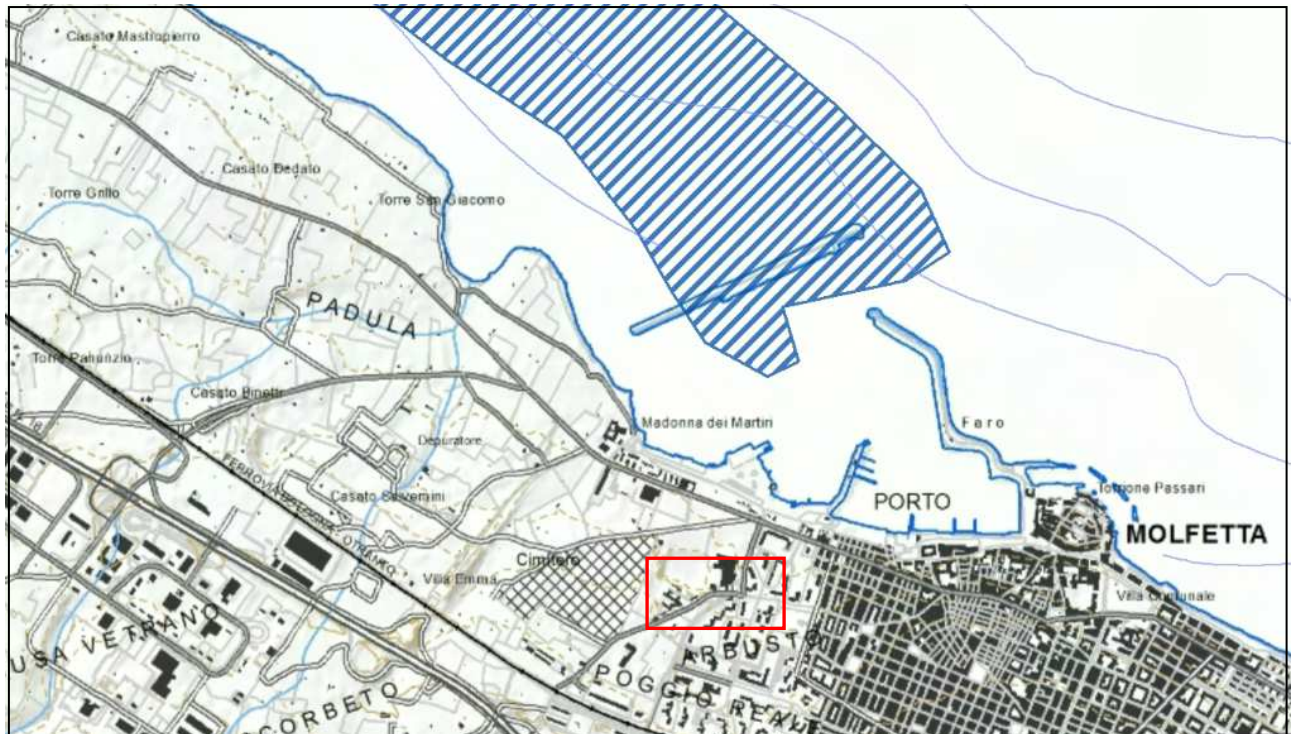
Ulteriori contesti paesaggistici

-  Città consolidata

Testimonianze della stratificazione insediativa:




-  a) Siti interessati da beni storico-culturali
-  b) Aree appartenenti alla rete dei tratturi
-  Area di rispetto delle componenti culturali e insediative
-  Paesaggi rurali

TAV. 19: Struttura culturale - insediativa




Beni paesaggistici




Parchi e riserve

-  Aree e riserve naturali marine
-  Parchi nazionali e riserve naturali statali
-  Parchi e riserve naturali regionali

Ulteriori contesti paesaggistici

-  Area di rispetto dei parchi e riserve regionali

Siti di rilevanza naturalistica

-  ZPS
-  SIC
-  SIC MARE

TAV. 20: Aree protette

In riferimento a tutte le tavole di cui al PPTR, l'area d'interesse non è interessata da alcun vincolo.

PAI

Per quel che riguarda il Piano di Bacino Stralcio per l'Assetto Idrogeologico, adottato in data 15.12.2004 dalla Regione Puglia e regolarmente approvato, il Piano di Lottizzazione non rientrava in ambiti perimetrati come zone a rischio di alluvionamento.

Il Comitato Istituzionale dell'AdB in data 20/04/2009 nella seduta n. 11 ha deliberato "di approvare la modifica della perimetrazione delle aree del territorio comunale di Molfetta comprese fra l'autostrada A14 e la costa, consistente nella modifica di alcune aree ad Alta Pericolosità Idraulica (AP) e nell'inserimento di nuove aree ad Alta (AP), Media (MP) e Bassa (BP) Pericolosità Idraulica".

L'area è situata tra due lineazioni erosive: la lama del Pulo, posta nella zona occidentale e la lama Sedelle. L'area è esterna dalle aree a rischio di allagamento così come si rileva dallo stralcio della TAV. 21.



TAV. 21: PAI

L'intervento, in definitiva, risulta congruente con la normativa e la pianificazione in essere. Tutti gli interventi di trasformazione fisica del territorio e/o insediativi, pertanto, andranno resi compatibili con la conservazione degli elementi caratterizzanti il sistema botanico-vegetazionale, la sua ricostituzione, le attività agricole coerenti con la conservazione del suolo. Va ancora evitata ogni destinazione d'uso non compatibile con le finalità di salvaguardia e, di contro, vanno individuati i modi per innescare processi di corretto riutilizzo e valorizzazione.

Per quanto riportato nella descrizione degli interventi da eseguirsi nel territorio di Molfetta, i lavori in oggetto sono compatibili con il regime vincolistico esistente.

Verificata l'inesistenza di vincoli di alcun tipo, a parere di chi scrive non si riavvisa limitazione alcuna per la realizzazione del progetto in epigrafe e **né sussistono rischi idraulici, idrogeologici e tettonici che possano mettere a rischio l'incolumità di cose e persone.**

5. Pluviometria

I dati delle precipitazioni medie disponibili, coprono un periodo di osservazione che va dal 1921 al 2007.

Nella tabella 1 e nella figura 6 si riportano le medie mensili ed annuali delle precipitazioni relative alle stazioni di osservazione di Bisceglie (16 m. s.l.m.) e di Giovinazzo (13 m. s.l.m.) essendone Molfetta priva.

I valori riscontrati sono del tutto confrontabili (vedi figura 6); il valore medio delle precipitazioni annue è rispettivamente di 574 mm e di 556 mm per Bisceglie e Giovinazzo.

I massimi delle precipitazioni mensili sono concentrati nel quadrimestre Ott. – Gen., mentre i minimi occorrono nel mese di luglio.

Tab. 1: Medie Mensili e annuali delle precipitazioni (anni di osservaz.1921-1980)

stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic	Anno
Bisceglie	60,5	54,4	49,2	43,1	34,0	26,3	18,9	31,5	52,0	65,5	67,7	72,7	573,9
Giovinazzo	61,3	53,5	51,4	41,3	34,4	26,4	15,8	28,0	50,8	62,6	71,7	73,4	555,9

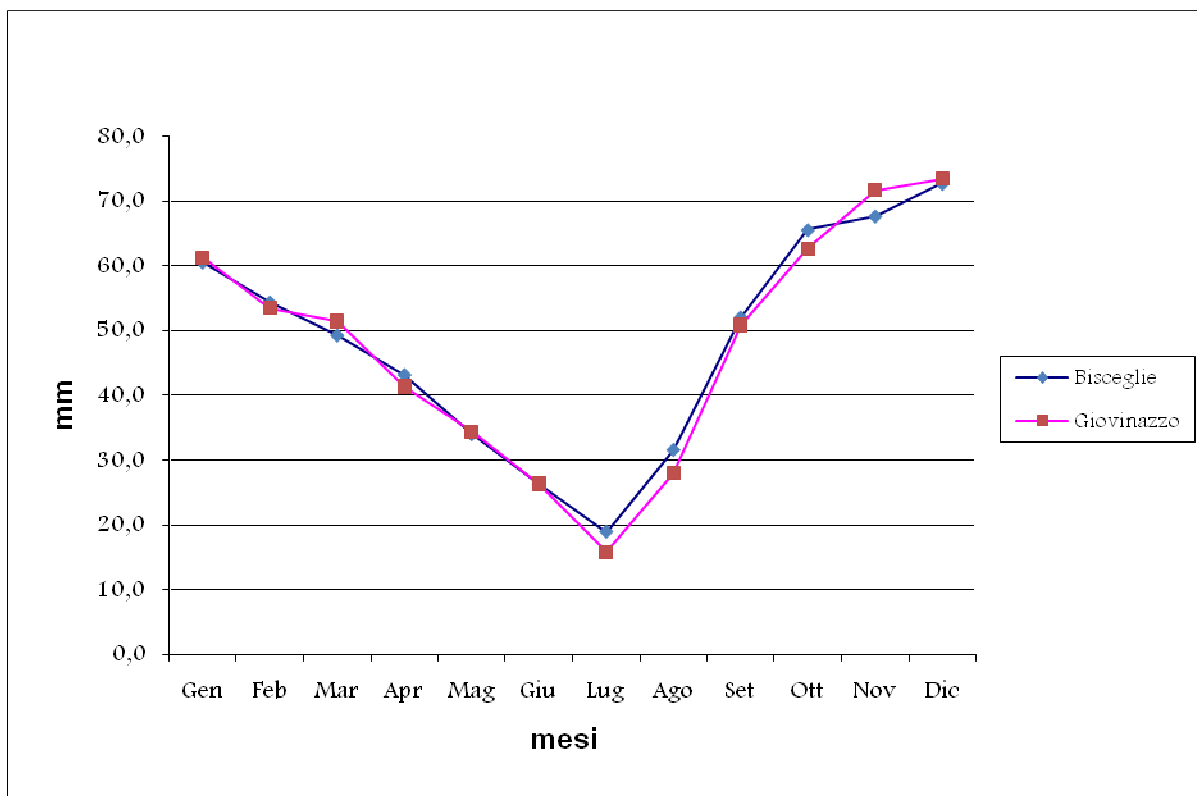


Fig. 6: medie mensili ed annuali delle precipitazioni

Nella tabella 2 e nella figura 7, invece, si riportano le medie mensili ed annuali dei giorni piovosi relative alle stesse stazioni di osservazione. La media annua dei giorni piovosi varia da 65.8 per la stazione di Bisceglie a 67.2 gg. per quella di Giovinazzo (il 18 % riferito all'intero anno). Nel mese di luglio si hanno i valori minimi (2.0 e 1.7); il regime di tali piogge riveste un carattere temporalesco (per ciascun evento cadono dagli 8.0 ai 9.0 mm. di acqua). I valori massimi si hanno nel mese di dicembre per entrambe le stazioni .

Tab. 2: Medie Mensili e annuali dei giorni piovosi (anni di osservaz.1921-2007)

Stazione	Gen	Feb	Mar	Apr	Mag	Giu	Lug	Ago	Set	Ott	Nov	Dic
Bisceglie	7,5	6,2	6,8	5,7	4,8	3,4	2,2	2,7	4,9	6,3	7,3	7,9
Giovinazzo	7,7	6,7	6,9	5,7	4,7	3,3	1,9	2,6	4,7	6,3	7,8	8,5

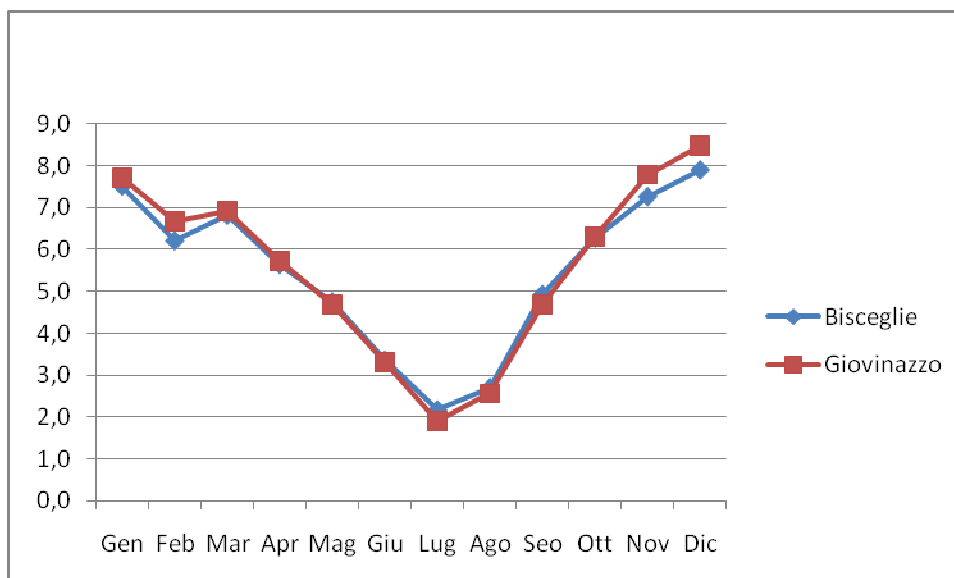


Fig. 7: medie mensili ed annuali dei giorni di pioggia

L'andamento annuale è piuttosto regolare.

Nella zona in esame, il regime pluviometrico è di tipo mediterraneo con estati calde ed inverno freddo-umido. Le precipitazioni sono rilevanti nel periodo tardo-autunnale ed invernale; prolungata siccità, salvo sporadici rovesci di notevole intensità e breve durata, nel corso del periodo estivo.

6. Studio Idrologico

Per la ricerca della curva segnalatrice di possibilità pluviometrica, sono stati presi in considerazione i dati della pioggia relativi alla stazione pluviometrica di Giovinazzo, la più vicina di quelle prese in considerazione dal servizio idrografico del Genio Civile. Tenuto conto che dopo l'intervento la zona sarà costituita in gran parte da rivestimento impermeabile (strade, parcheggi, marciapiedi e coperture di fabbricati) e parte di superfici parzialmente permeabili (zone a verde), si dovrà tener conto delle piogge di massima intensità che si sono verificate nel corso degli anni. Per tale scopo sono stati elaborati i dati pluviometrici di massima intensità per 1, 3, 6, 12 e 24 ore dal 1960 al 2009 (anni 46 poichè mancano i dati per 4 anni), con il metodo di Gumbel (tab. 3). Tali dati sono stati suddivisi a seconda della durata di pioggia di 1, 3, 6, 12 e 24 ore e per ciascuna durata sono stati calcolati il valore medio $m(h)$ e lo scarto quadratico medio $s(h)$, riportati in tabella 4.

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviografo)					
Stazione di :	Giovinazzo			Numero di osservazioni :	
Quota (m s.l.m.) :	13			N = 46	
Anno	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)	h (mm)
1960	19,0	32,2	36,0	44,8	47,8
1961	24,4	33,0	46,2	48,2	66,8
1962	26,0	27,8	28,4	40,6	56,4
1963	24,4	25,0	28,4	35,2	48,6
1964	58,8	64,4	64,4	64,4	68,8
1965	26,2	34,4	36,8	44,2	58,2
1966	28,0	31,6	36,2	36,8	38,4
1967	13,6	19,8	22,4	27,2	44,8
1968	76,6	77,8	77,8	86,0	96,4
1969	38,4	45,8	45,8	53,6	53,6
1970	18,4	23,8	28,6	34,0	40,0
1971	49,6	49,8	49,8	74,8	84,0
1972	32,0	39,0	65,0	98,0	108,4
1973	22,8	27,4	34,6	37,2	61,4
1974	16,0	20,2	34,2	38,4	38,4
1975	17,0	20,8	31,0	35,2	51,2
1976	15,0	30,4	39,8	42,0	51,8
1977	13,0	17,0	26,8	43,6	44,0
1978	15,2	26,4	30,6	34,4	39,2
1979	15,2	22,8	26,8	30,0	42,2
1980	17,2	24,2	32,4	42,4	57,6
1981	35,4	36,6	36,6	43,0	67,2
1982	22,4	33,4	38,0	43,4	48,2
1983	29,2	41,6	44,4	45,2	54,2
1984	28,4	39,6	43,2	46,2	62,2
1985	26,2	34,8	48,4	57,2	69,2
1986	16,6	22,0	23,6	30,0	32,4
1987	22,6	25,6	34,0	38,0	50,8
1988	19,0	24,0	36,2	36,8	43,0
1989	24,6	24,6	24,6	24,6	31,6
1990	19,2	30,2	53,0	67,6	74,0
1991	26,2	33,4	40,2	53,0	64,0
1992	19,4	25,0	35,2	51,0	61,2
1993	18,4	19,0	24,6	28,0	35,0
1994	31,0	46,4	46,4	46,4	54,0
1995	24,2	27,0	31,8	56,0	78,6
1996	35,8	38,2	48,0	58,8	69,2
1997	27,6	67,0	108,0	127,6	131,8
1998	27,4	28,0	31,8	47,6	72,2
1999	24,2	33,8	35,8	62,6	65,0
2000	21,0	25,2	31,0	40,4	49,8
2001	16,6	28,4	34,2	40,8	46,0
2002	20,4	40,2	62,0	74,6	94,6
2003	16,2	27,8	32,8	42,2	53,6
2008	13,2	27,2	39,0	53,0	53,0
2009	18,6	27,8	39,4	62,6	72,8

Tab.3

N =	46	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\mu(h_t)$		25,01	32,62	40,09	49,30	59,38
$\sigma(h_t)$		11,93	12,50	15,52	19,28	20,03
$\alpha_t = 1,283/\sigma(h_t)$		0,11	0,10	0,08	0,07	0,06
$U_t = \mu(h_t) - 0,45\sigma(h_t)$		19,64	26,99	33,11	40,62	50,37

Tab.4: Valori per ciascuna durata t, della media $\mu(h_t)$, dello scarto quadratico medio $\sigma(h_t)$ e dei due parametri α_t e u_t della legge Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

Secondo questo metodo si ipotizza una legge di distribuzione delle variabili aleatorie, quali sono i dati relativi agli eventi piovosi del tipo doppio esponenziale:

$$(*) \quad P(z) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

con:

x = grandezza delle variabili aleatorie;

α = estremo atteso;

β = intensità di funzione;

e = base dei logaritmi neperiani.

Introducendo la variabile ridotta $z = \alpha(x-\beta)$, la (*) diventa:

$$(**) \quad P(z) = e^{-e^{-z}}$$

Tale distribuzione è caratterizzata da avere la mediana pari a $\log z = 0,3665$, mentre il valore medio $m(z)$ e lo scarto quadratico medio $s(z)$ valgono.

$$m(z) = 0.5772$$

$$s(z) = 1.2830$$

Il metodo consiste nel determinare in metodi probabilistici un evento di pioggia che si suppone possa essere superato o al limite eguagliato solo per un certo arco di tempo. Tale intervallo è chiamato "tempo di ritorno Tr " del massimo valore dell'evento preso in considerazione.

Ai fini pratici il tempo di ritorno di un dato evento, che sostanzialmente è l'inverso del "rischio idraulico", determina la dipendenza del dimensionamento delle opere di progetto all'evento stesso ritenuto "probabile".

In tal modo sono stati ricavati i valori relativi a tempi di ritorno rispettivamente di 10, 30, 50, 100 e 200 anni, valori ottenibili dalle espressioni:

$$(1) \quad \mathbf{h} = \mathbf{u} - 1/\alpha \ln |\ln (\mathbf{Tr} - 1 / \mathbf{Tr})|$$

in cui:

$$u = m(h) - 0,5772/a$$

$$a = 1,283/ s(h)$$

con:

$$\mathbf{m}(\mathbf{h}) = \Sigma_i h_i/N \quad \text{media delle N osservazioni;}$$

$$\mathbf{s}(\mathbf{h}) = \sqrt{\Sigma_i [h_i - m(h)]^2/(N-1)} \quad \text{scarto quadratico medio.}$$

Nella tab. 5 si riporta l'elaborazione di tali parametri per le differenti durate di pioggia.

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{\max} =$	40,57	48,92	60,33	74,44	85,50
30 anni	$h_{\max} =$	51,12	59,96	74,05	91,48	103,20
50 anni	$h_{\max} =$	55,93	65,00	80,31	99,26	111,28
100 anni	$h_{\max} =$	62,43	71,81	88,75	109,75	122,18
200 anni	$h_{\max} =$	68,90	78,58	97,17	120,21	133,04

Tab. 5

Possiamo trasformare l'equazione (1) $\mathbf{h} = \mathbf{a} \mathbf{t}^n$ ("equazione di possibilità pluviometrica") nel piano logaritmico in una retta di equazione:

$$(2) \quad \log \mathbf{h} = \log \mathbf{a} + \log \mathbf{t}^n$$

Regolarizzandone i risultati con il metodo dei minimi quadrati, risolvendo il sistema di equazioni, nelle incognite \mathbf{n} ed \mathbf{a} :

$$\mathbf{n} \Sigma (\log \mathbf{t})^2 + \log \mathbf{a} \Sigma (\log \mathbf{t}) = \Sigma (\log \mathbf{t} \times \log \mathbf{h}) ;$$

$$\mathbf{n} \Sigma (\log \mathbf{t}) + \log \mathbf{a} = \Sigma (\log \mathbf{h})$$

dove \mathbf{m} è il numero delle durate, pari a 5 e \mathbf{t} è il tempo, espresso in ore.

Nella **tab.6** e **nella Fig.8** si riportano le seguenti forme di possibilità pluviometrica per tempi di ritorno sopra specificati e per durate di pioggia \mathbf{t} e con \mathbf{h} altezza di pioggia in mm.

Tr	LEGGE DI PIOGGIA	$h = a \times t^n$
10 anni	→	$h=39,336 t^{0,2444}$
30 anni	→	$h=49,302 t^{0,2333}$
50 anni	→	$h=53,853 t^{0,2295}$
100 anni	→	$h=59,99 t^{0,2252}$
200 anni	→	$h=66,106 t^{0,2218}$

Tab. 6

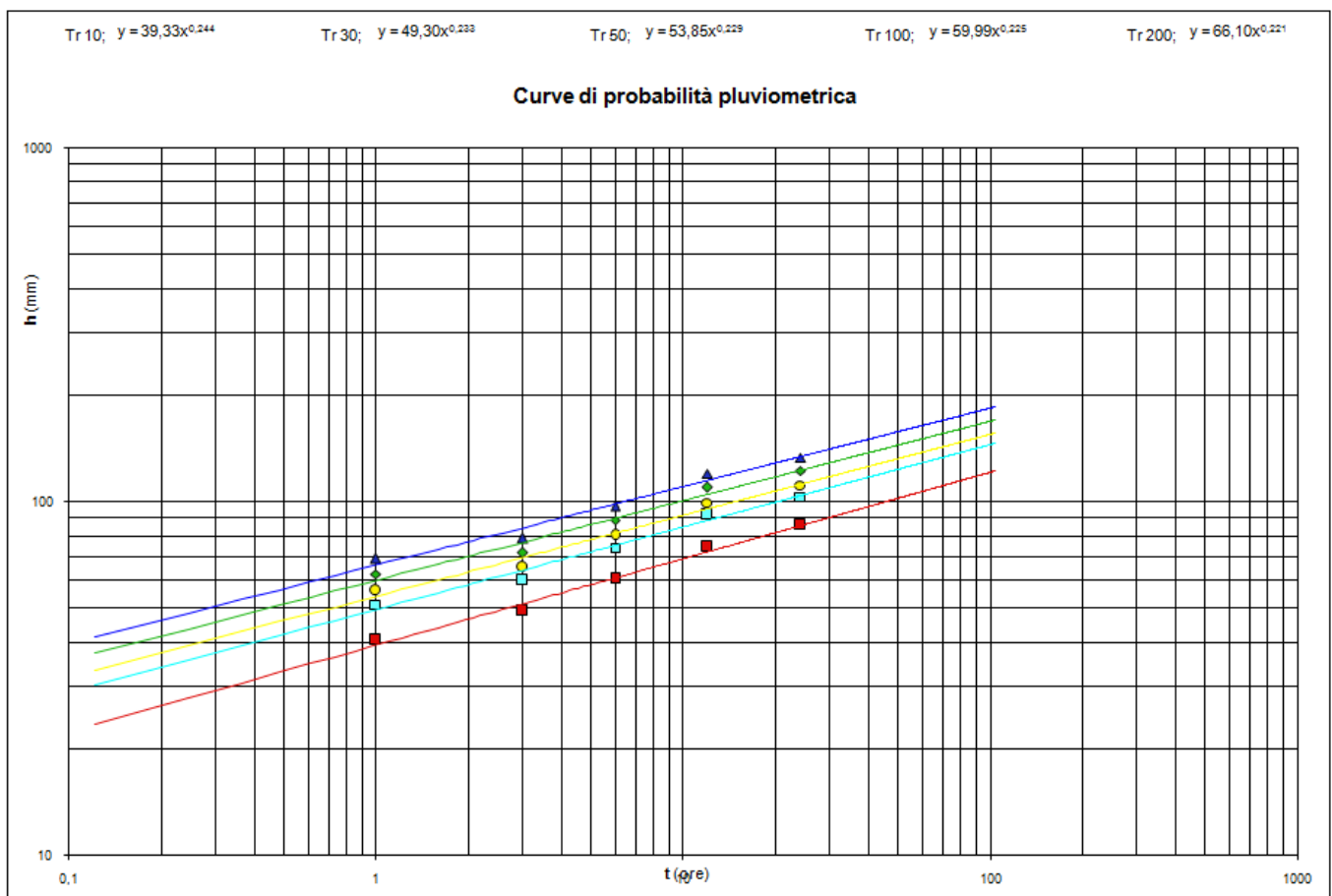


Fig. 8

Nella **tab.7** si riporta l'elaborazione con un tempo di ritorno pari a 5 anni che è pari al tempo da assumere alla base di calcolo per la determinazione delle portate pluviali.

Equazione di possibilità pluviometrica (m = 5)					
Tr = 5 anni					
t (ore)	1	3	6	12	24
x = log t	0,000	0,477	0,778	1,079	1,380
g = sommatoria x	3,714				
k = log t ²	0,000	0,228	0,605	1,164	1,904
r = sommatoria k	3,901				
y = log h	1,526279	1,619167	1,709729	1,800468	1,867981
z = x * y	0	0,772504	1,330169	1,942705	2,577814
p = sommatoria z	6,623193				
q = sommatoria y	8,523624				
q * g	31,65674				
m*p = 5 *p	33,11596				
A = q*g - 5*p =	-1,45923				
g ²	13,794				
m*r = 5*r	19,505				
B = g ² - 5r	-5,7112				
n = A/B	0,255502				
n * r	0,996714				
C = p-nr	5,626479				
loga = C/g	1,514938				
a	32,72937				
h = a tⁿ					
h = 32,73 t^{0,255}					
per cui si ha:					
Tc = 1h	h=	32,72937	mm		
Tc = 2h	h=	39,07073	mm		
Tc = 3h	h=	43,33545	mm		

Tab.7

La relativa equazione di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno pari a 5 anni è la seguente:

$$h=32,73t^{0,255}$$

7. Portate pluviali

L'Ordinanza Ministeriale n. 3184 del 22.03.2002 – art. 7, commi 3 e 5 – art. 8. Approvazione dei criteri, dei limiti di smaltimento e indirizzi per la programmazione ed attivazione degli interventi nel settore fognario e depurativo (“Piano Direttore”), definisce e distingue le acque di prima pioggia da quelle successive di dilavamento.

Le acque di prima pioggia sono definite come: *“le prime acque meteoriche di dilavamento fino ad un'altezza di precipitazione massima di 5 mm, relative ad ogni evento meteorico preceduto da almeno 48 h di tempo asciutto, uniformemente distribuite sull'intera superficie scolante”*. Per queste il calcolo è semplice.

Per quanto riguarda le altre acque successive a quelle di prima pioggia, le volumetrie di acqua relative alla portata di piena devono essere calcolate con un tempo di ritorno non inferiore a 5 anni.

Riferendosi al tempo di ritorno di 5 anni, i dati afferenti alla curva della pioggia sono:

$$a = 32.73 \text{ mm} = 0.0327 \text{ m};$$

$$n = 0.255;$$

I valori del coefficiente di afflusso sono punto di grande incertezza di calcolo. Variano con il clima, in funzione dell'evaporazione, con la natura del sottosuolo, con la pendenza dei terreni, con il loro grado di saturazione per precedenti piogge ecc. In pratica però si tiene conto solo della superficie, trascurando gli altri fattori. I valori, secondo lo schema analitico adoperato, sono quelli riportati nella seguente tabella.

Superfici	valori di ϕ
Tetti, terrazze, pavimentazioni in asfalto	0.9 - 0.8
Lastricati ben connessi	0.8 - 0.7
Lastricati ordinari	0.7 - 0.5
Macadam e selciati	0.6 - 0.4
Superfici battute	0.3 - 0.15
Superfici non battute	0.2 - 0.1
Parchi, boschi, giardini, terre coltivate	0.1 - 0

tab. 8

Quindi si ha che il coefficiente di afflusso, commisurato ad un bacino di area $S = \sum S_i$,

$$\text{è uguale a: } \mathbf{f = \sum (f_i * S_i) / \sum S_i}$$

Per il calcolo del volume d'invaso superficiale determinato dalle acque di pioggia si fa riferimento alla formula di Turazza:

$$\mathbf{u = 0,1157 (f*h) / t_c}$$

con:

h = altezza di pioggia calcolata per $t_p = t_c$ (tempo di pioggia = tempo di corrivazione, essendo il tempo di corrivazione il tempo impiegato dall'acqua di pioggia a scorrere lungo tutto il tratto del bacino idrografico, nel caso di progetto della rete di fogna bianca) in mm,

f = coefficiente di afflusso medio;

t_c = tempo di corrivazione espresso in giorni.

Per zone e situazioni analoghe è stato utilizzato con successo un tempo di corrivazione pari a: **t_c = 1 h. = 1/24 = 0.0417 giorni**

La portata di massima piena, espressa in l/sec, sarà quindi:

$$Q_{\max} = u * S$$

con **S** = superficie del bacino, espresso in ha.

Nell'area esiste la fogna di acqua bianca e pertanto in tali acque andranno riversate in tale struttura.

8. Indagini

8.1 Rilievo geologico di dettaglio

Nell'area di interesse sono stati effettuati numerosi sopralluoghi per meglio comprendere la situazione geomorfologica esistente.

Nell'area è possibile osservare in affioramento strati e banchi calcarei ben visibili. La zona è caratterizzata da un esiguo spessore di terreno vegetale di copertura e stante la suborizzontalità presentata dagli strati calcarei, di frequente si osservano le facce di strato dell'ammasso carbonatico, così come meglio evidenziato dalle foto riportate in allegato. Gli strati calcarei hanno direzione N50W ed immersione a SE di pochi gradi. Sul terreno si osservano due sistemi principali di fratturazione, subverticali e circa ortogonali; il principale ha direzione NS ed il secondo EW.

8.2 Indagini geofisiche

Lo studio, come da piano di indagine, ha seguito il seguente sviluppo:

- n°3 prospezioni di sismica a rifrazione in onde P (REF).
- n°2 prospezione MASW (Multichannel analysis of Surface Waves)
- Elaborazione dei dati raccolti.

Lo scopo dell'indagine, oltre alla stima del parametro V_{s30} caratteristico dell'area, ovvero la velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità rispetto alla quota di imposta della fondazione, come prescritto dall'art. 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008, è quello di offrire un contributo all'implementazione di un modello geologico - geotecnico dell'area di indagine.

Infatti mediante l'indagine di sismica a rifrazione in onde P si è potuto caratterizzare la stratigrafia sismica del sottosuolo in termini di spessori e velocità sismiche in onde P (V_p) mentre l'indagine MASW ha reso possibile la valutazione dei valori di velocità delle onde di taglio mediate sui primi 30 m (V_{s30}), così come previsto da:

D. Min. Infrastrutture 14/01/2008 (Suppl. Ord. alla G.U. 4.2.2008, n. 29 – *Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni*).

- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP. (Suppl.Ord. alla G.U. 26.2.2009, n. 47 – *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008*)

ed ha fornito la una stima degli spessori e delle velocità sismiche in onde S (V_s). Pertanto, mediante i risultati delle indagini sismiche (spessori, V_p e V_s) è stato possibile ottenere una stima dei moduli dinamici caratterizzanti i litotipi oggetto di studio.

Per maggiori dettagli si rimanda al Report delle Indagini presentato in allegato.

8.2.1 Ubicazione delle indagini

Le indagini sismiche sono state eseguite in due zone differenti (vedi fig. 9). Le indagini REF01, REF02, MASW01 sono state eseguite nella *Zona 1*, mentre le indagini REF03 e MASW02 in *Zona 2*.

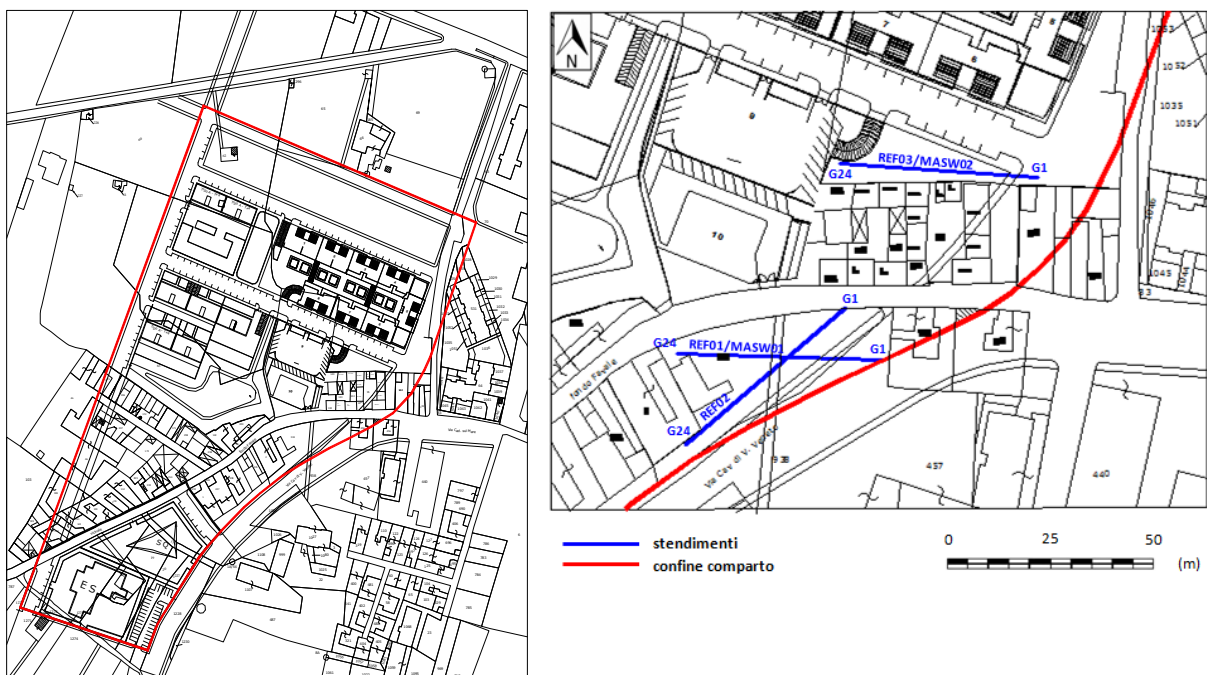


Fig. 9: ubicazione delle indagini

Per le coordinate relative all'indagini di sismica a rifrazione e MASW si è fatto riferimento al sistema geografico UTM (Tab. 9).

	E (m)	N (m)	E (m)	N (m)	Lunghezza (m)
REF01-MASW01	632899,47	4562573,45	632857,77	4562539,76	50
REF02	632906,22	4562563,23	632853,64	4562565,67	50
REF03-MASW02	632950,34	4562610,71	632904,51	4562614,47	46

Tab. 9 – Coordinate degli estremi dei profili di sismica a rifrazione e MASW. Sistema di riferimento UTM - datum WGS84 - fuso 33T

8.2.2 Descrizione dei metodi

Le indagini di sismica a rifrazione permettono la ricostruzione delle geometrie e degli spessori dei depositi di copertura, le profondità del substrato (entro i limiti di penetrazione del metodo), la verifica di eventuali discontinuità laterali nonché di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali attraverso la determinazione dei moduli elastici dinamici mediante correlazioni tra i valori di V_p e V_s ed i suddetti parametri. In tal caso la stima della sismostratigrafia in onde S è stata effettuata mediante indagine MASW. Il metodo sismico a rifrazione si basa sul concetto della birifrazione delle onde elastiche a seguito del fronte d'onda conico.

Il metodo MASW, Multichannel Analysis of Surface Waves, (Park et al., 1999) è una tecnica di indagine che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. La determinazione delle V_s viene ottenuta tramite inversione delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh.

8.2.3 Risultati ottenuti

ZONA 1

Le tomografie sismiche elaborate appaiono sovrapponibili in termini di spessori e velocità rilevate e pertanto verranno trattate di seguito in maniera congiunta. L'indagine suggerisce un sottosuolo costituito dall'alto verso il basso da due unità sismostratigrafiche di base:

Uc – unità di copertura

Ub – unità del substrato

L'unità **UC** si estende per uno spessore variabile da circa 0.8 m nel margine NE a 1.5 m in corrispondenza del margine SW. Tale unità sismostratigrafica si suddivide in due subunità. La prima **UC1**, presenta V_p comprese tra 400 – 500 m/s con una

distribuzione di V_p piuttosto variabile mentre la sottostante **UC2** risulta caratterizzata da V_p comprese tra 600 – 1100 m/s, con un aumento progressivo in profondità.

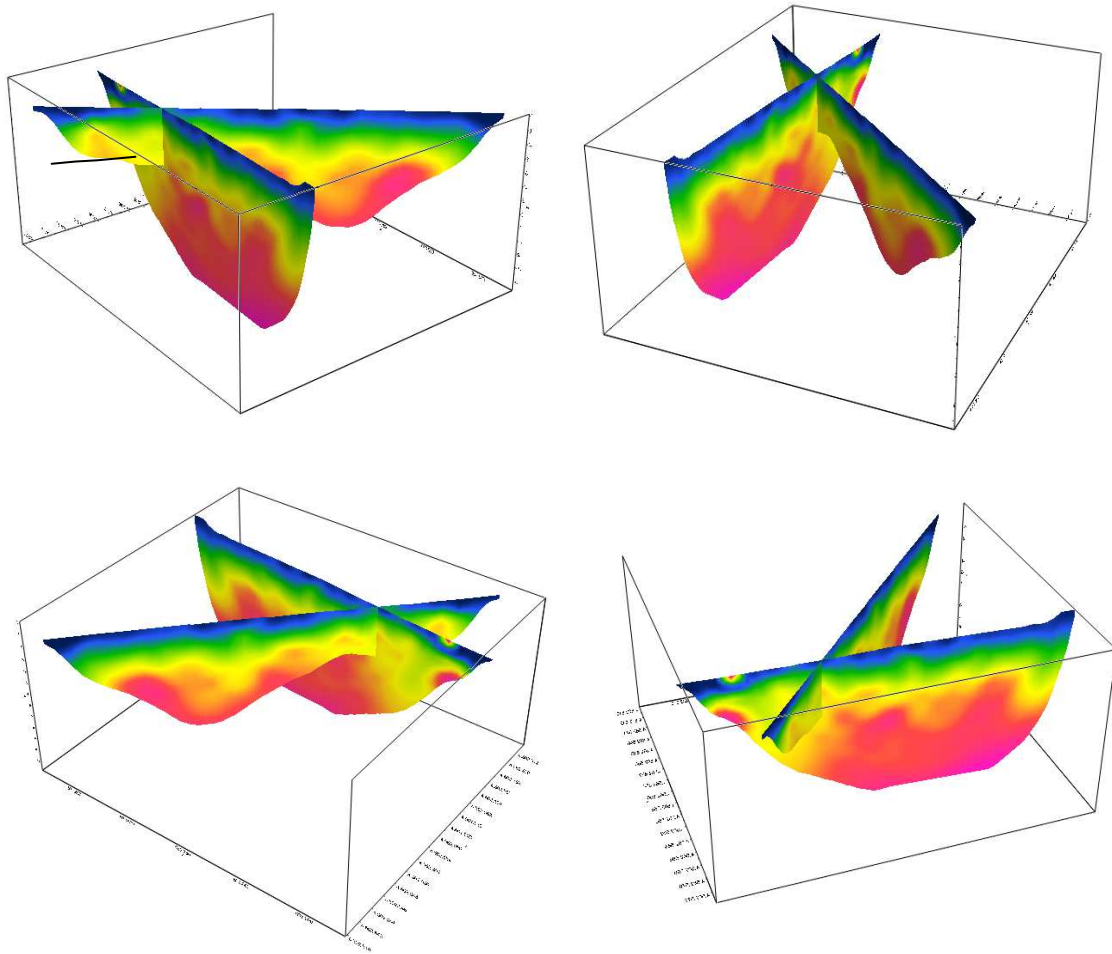


Fig. 10 – visualizzazioni prospettive delle tomografie sismiche effettuate.

Sottostante tale subunità si assiste ad un netto incremento di V_p riferibile alle unità sismostratigrafiche corrispondenti al substrato. Dall'alto verso il basso si riconosce una prima subunità **UB1** caratterizzata da V_p comprese tra 1400-2100 m/s con spessore variabile tra 1.0-2.0 m e distribuzione dei valori piuttosto uniforme ad eccezione della pozione ubicata a NE caratterizzata da un approfondimento sino a profondità pari a circa 5 m da p.c.. Il top di tale unità presenta una lieve e locale superficializzazione nella prima metà dello stendimento.

Segue l'unità sismostratigrafica **UB2** (V_p : 2200-2600 m/s) caratterizzata da un andamento del top piuttosto irregolare dovuta ad un irregolare distribuzione in profondità di porzioni dell'ammasso roccioso con un minore grado di fratturazione/alterazione il quale influenza le caratteristiche geomeccaniche di questa formazione e le corrispondenti V_p rilevate. Chiude la sequenza sismostratigrafica

attraverso un contatto individuato a profondità variabili tra 3.5 m e 4.5 m da p.c. la subunità **UB3** caratterizzata da $V_p > 2700$ m/s.

I risultati ottenuti sono schematizzati nella fig. 11 che segue.

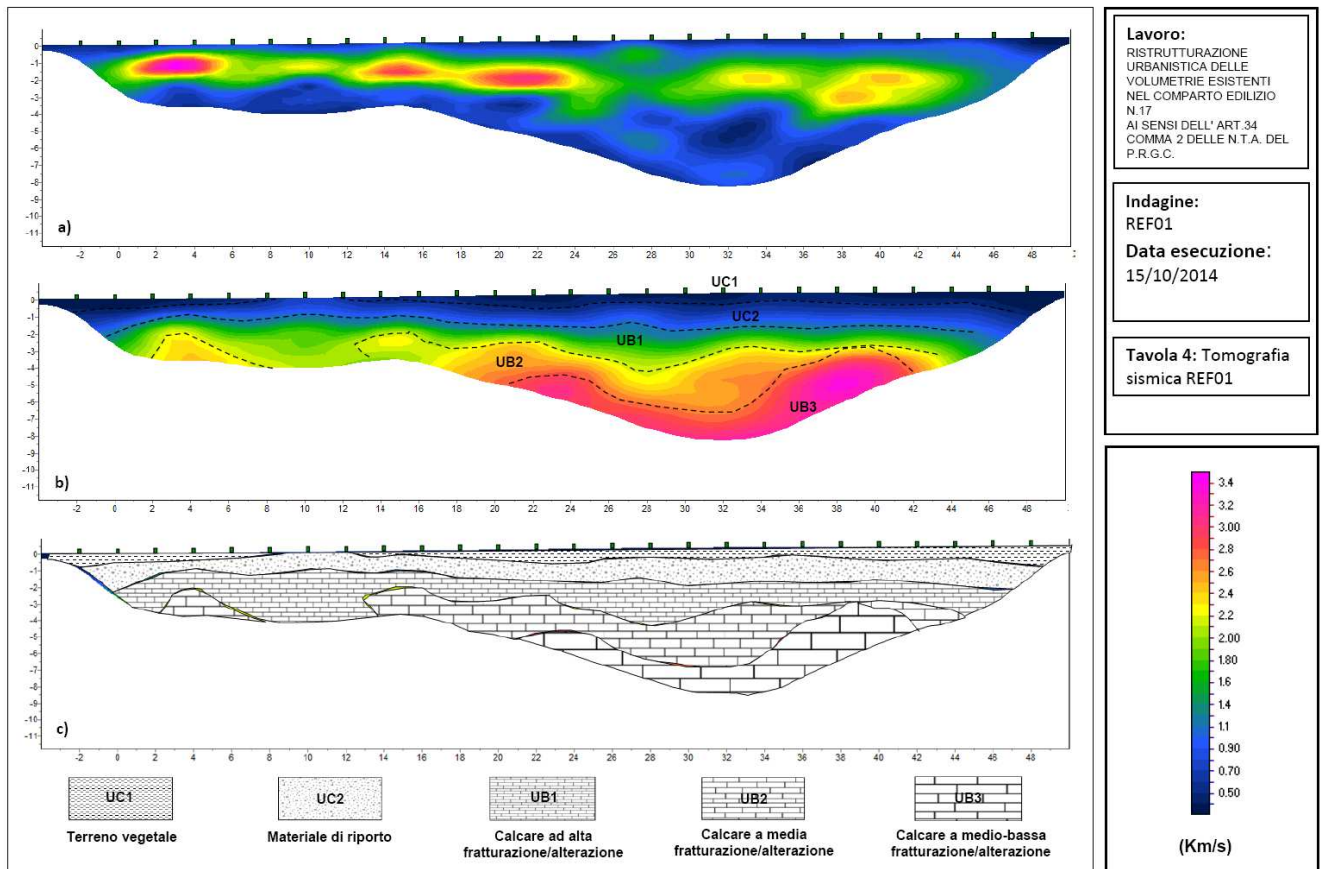


Fig. 11

L'indagine MASW è stata effettuata per estrapolare una sismostratigrafia in onde S da poter correlare ai valori di V_p al fine di ottenere una stima dei moduli dinamici relativi ai sismostrati indagati.

L'analisi in frequenza è stata condotta sino ad una frequenza di 80 Hz sufficiente ad indagare il volume di sottosuolo di interesse.

In tale range di frequenza la curva di dispersione appare dominata dal modo fondamentale di vibrazione e presenta dei chiari picchi in ampiezza dello spettro frequenza/velocità.

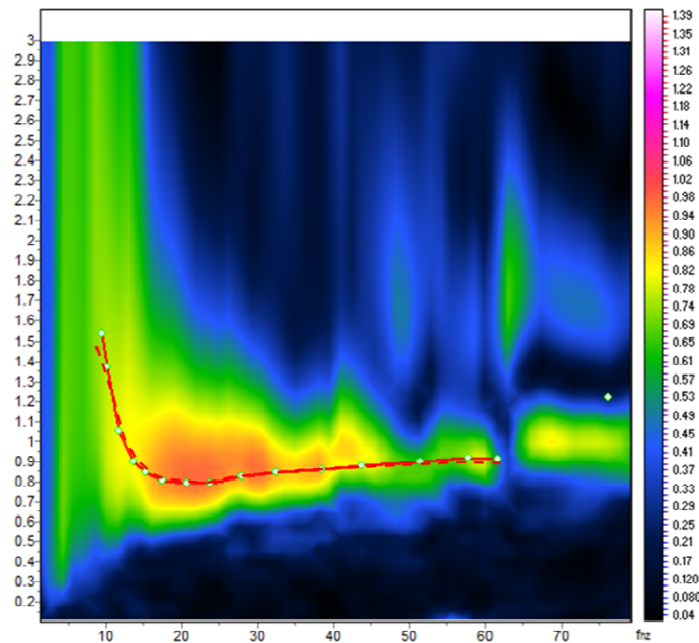


Fig. 12 – Spettro frequenza/velocità di fase. sovrainposte sono i picking del modo fondamentale(rosso), del I modo di vibrazione (blue) e le curve di dispersione sintetiche (viola).

L

L'indagine MASW suggerisce un sottosuolo assimilabile a quello evidenziato dall'indagine di sismica a rifrazione.

Infatti si riconosce dall'alto verso il basso una unità di copertura (UC) con V_s comprese tra 300-490 m/s che poggia, attraverso un contatto netto su di un sismostrato UB1 spesso circa 1 m con V_s pari a 640 m/s. Segue un brusco incremento di velocità dovuto al sismostrato UB2 spesso poco più di 2 m con V_s pari a 1050 m/s. Chiude la sequenza la subunità UB3 ($V_s > 1470$).

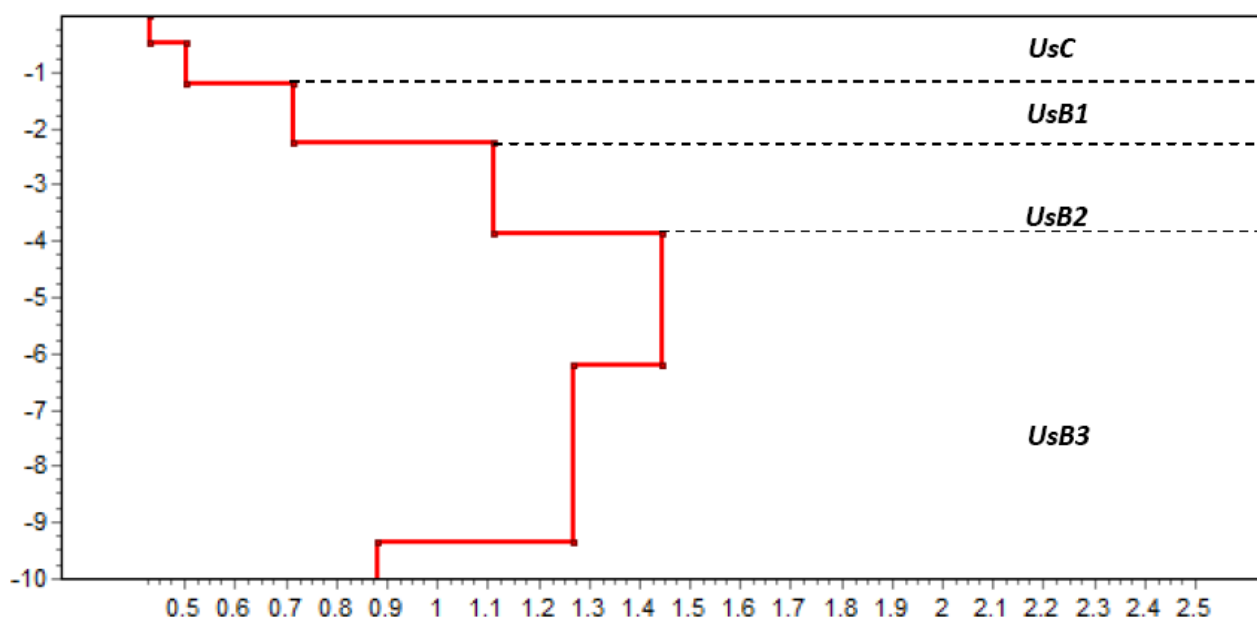


Fig. 13 - Profilo di Vs (Km/s).

Si riporta la tabella riepilogativa dell'andamento delle velocità delle onde S con la profondità per i sismostrati individuati attraverso l'analisi del modello di inversione.

Strato	Profondità Top (m)	Spessore (m)	Vs (Km/s)
1	0	0.5	0.43
2	0.5	0.7	0.50
3	1.2	1.1	0.71
4	2.3	1.6	1.11
5	3.9	2.4	1.45
6	6.3	3.1	1.27
7	9.4	5	0.88
8	14.4	9	0.76
9	23.4	-	0.99

Tab. 10: andamento della velocità delle onde (Vs) con la profondità

8.2.4 Calcolo dei moduli dinamici

Inoltre considerando l'analogia tra le unità sismostratigrafiche individuate dai due metodi sismici applicati a tale studio ($V_p - V_s$), in termini di spessori e di coerenza tra i rapporti V_p/V_s è stato possibile effettuare una stima approssimativa dei valori dei moduli dinamici caratterizzanti le unità, riassunte nella seguente tabella.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	v -Poisson	E - Young (MPa)	G- Shear (MPa)	K-Bulk (MPa)
UC2	600-1100	430-500	0.39	948.60	342.07	1393.91
UB1	1400-2100	710	0.36	2581.87	972.91	2485.58
UB2	2200-2600	1110	0.33	6616.58	2488.84	6458.34
UB2	>2700	1450	0.30	11565.35	4457.30	9511.73

Tab. 11:Tabella rappresentativa dei moduli dinamici calcolati

Zona 2

La tomografia sismica elaborata suggerisce un sottosuolo costituito dall'alto verso il basso dalle medesime unità sismostratigrafiche di base su esposte (Uc ed Ub).

L'unità **UC** si estende per uno spessore variabile da circa 0.0 m nel margine W a 1.0 m in corrispondenza del margine E. Tale unità sismostratigrafica risulta caratterizzata da Vp comprese tra 600 – 1100 m/s con una distribuzione dei valori piuttosto variabile. Pertanto tale subunità risulta assimilabile a **UC2**. Sottostante tale subunità si assiste ad un netto incremento di Vp riferibile alle unità sismostratigrafiche corrispondenti al substrato. Dall'alto verso il basso si riconosce una prima subunità **UB1** caratterizzata da Vp comprese tra 1400-2100 m/s con spessore variabile tra 1.0-5.0 m, con massimi localizzati lungo le progressive 14-22 m e 32-44 m in corrispondenza dei quali al top della subunità UsB1 sono presenti degli abbassamenti localizzati di Vp con valori che rasentano i 1200. Segue la subunità **UB2** (Vp:2100-2700) caratterizzata da spessori variabili ed il cui top segue la morfologia susposta. Chiude la sequenza la subunità **UB3** (Vp:>2800) evidente maggiormente nel settore E dello stendimento il cui top presenta immersione verso E. I risultati ottenuti si riportano in fig. 14.

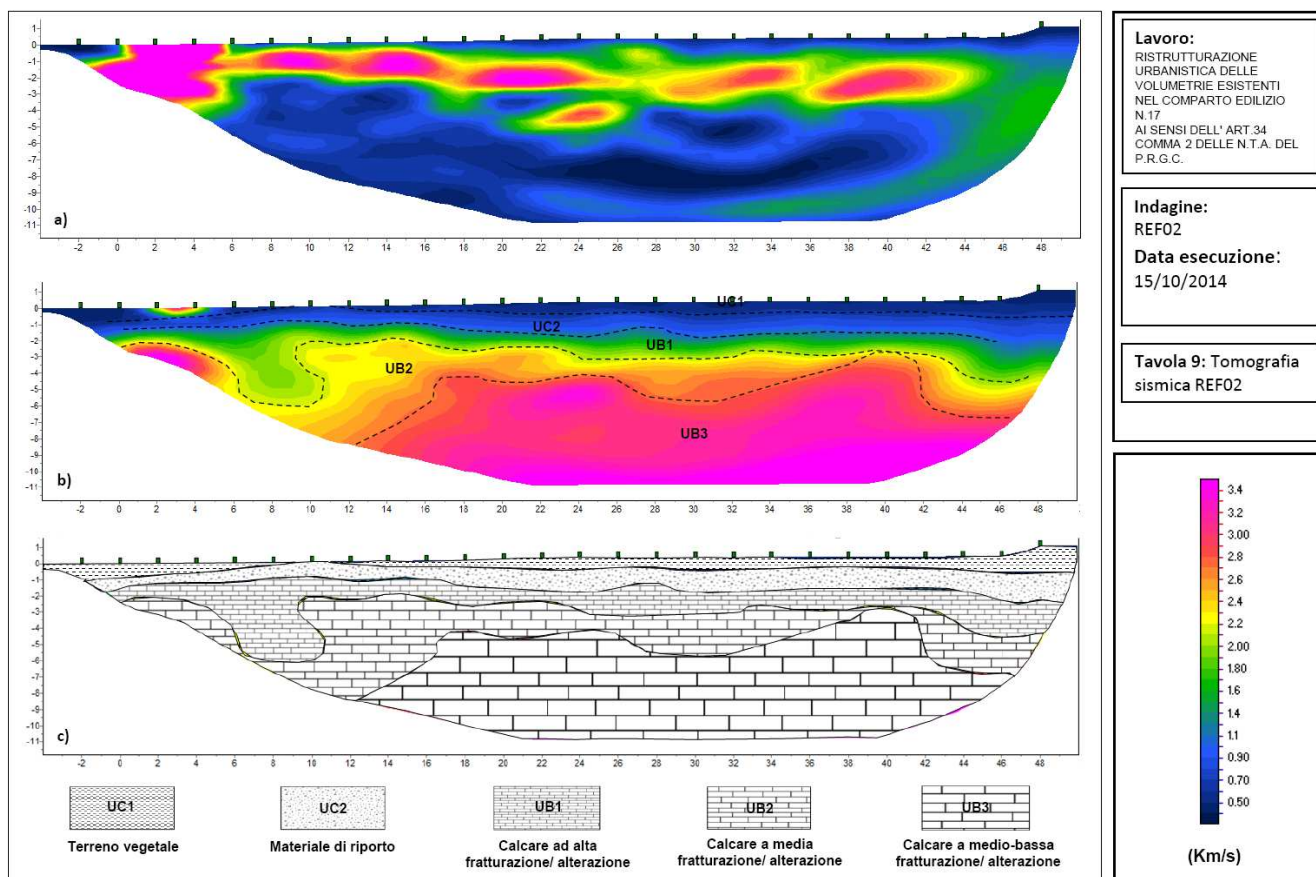


Fig. 14

La curva di dispersione, analogamente a quanto esposto per l'indagine MASW01 appare dominata dal modo fondamentale di vibrazione.

L'indagine suggerisce un sottosuolo associabile a quello evidenziato dall'indagine di sismica a rifrazione in termini di velocità e spessori rilevati (fig15).

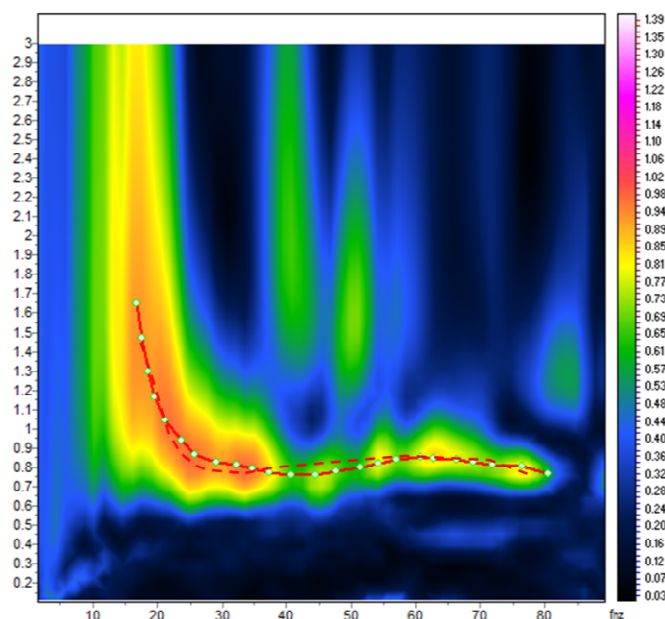


Fig. 15 – Spettro frequenza/velocità di fase. sovrainposte sono i picking del modo fondamentale(rosso), del I modo di vibrazione (blu) e le curve di dispersione sintetiche (viola).

Infatti, la sismostratigrafia evidenzia un orizzonte (**UC**) caratterizzato da V_s 350-490 m/s e spessore pari a circa 1.0 m cui segue un sismostrato più veloce (**UB1**: 640 m/s) spesso circa 2.0 m. Al di sotto di tale subunità è presente **UB2** (V_s : 980 m/s). Chiude la sequenza la subunità **UB3** ($V_s > 1470$ m/s) che presenta una inversione di velocità a partire da 6.6 m da p.c..

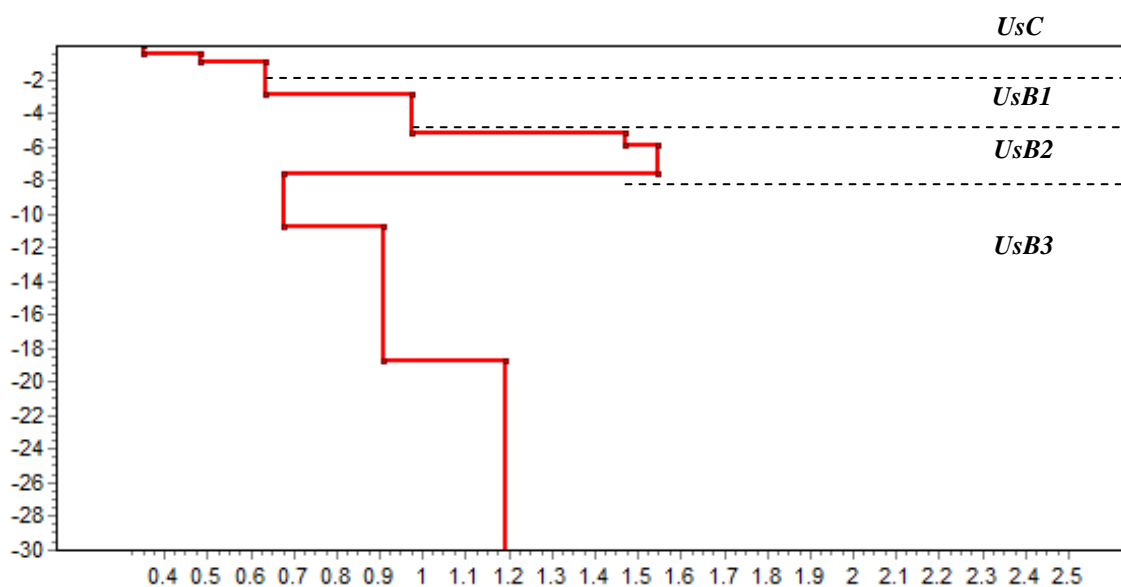


Fig. 16 - Profilo di V_s (Km/s).

Si riporta la tabella riepilogativa dell'andamento delle velocità delle onde S con la profondità per i sismostrati individuati attraverso l'analisi del modello di inversione.

Strato	Profondità Top (m)	Spessore (m)	V_s (Km/s)
1	0	0.5	0.30
2	0.5	0.5	0.49
3	0.9	2.0	0.64
4	2.9	2.3	0.98
5	5.2	0.8	1.47
6	6.0	1.6	1.55
7	7.6	3.2	0.68
8	10.7	8.0	0.91
9	18.7	-	1.19

Tab. 12: andamento della velocità delle onde (V_s) con la profondità

La problematica inerente la classificazione del terreno da un punto di vista sismico è stata oggetto di numerose ordinanze e normative (OPCM 3274; DM 14/09/2005); in ultimo, il Decreto del Ministero per le Infrastrutture del 14 gennaio 2008, che costituisce l'approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.

Nel suddetto Decreto al par. 3.2.2. "Categorie di Sottosuolo e Condizioni Topografiche", facente parte del più ampio capitolo riguardante l'Azione Sismica, si riporta che "... per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento".

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel "volume significativo", ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse.

La velocità equivalente delle onde di taglio V_{s30} è definita dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s_i}}} \quad (6)$$

dove:

h_i è lo spessore (in metri) dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

V_{s_i} velocità (in m/s) delle onde di taglio nell'i-esimo strato.

Pertanto se si considerano i valori della velocità di propagazione delle onde "S", misurata da piano campagna è possibile evidenziare che il valore V_{s30} è risultato essere pari a circa **942 m/s** consentendo, per l'area in esame la definizione di un suolo appartenente alla **categoria A**.

8.2.5 Calcolo dei moduli dinamici

Anche in questo caso, mediante l'utilizzo delle informazioni relative a V_p , V_s e spessore dei sismo strati individuati è stato possibile effettuare una stima approssimativa dei valori dei moduli dinamici (cap.6.3) caratterizzanti le unità, riassunte nella seguente tabella.

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	v -Poisson	E - Young (MPa)	G- Shear (MPa)	K-Bulk (MPa)
UC2	600-1100	350-490	0.39	948.60	342.07	1393.91
UB1	1400-2100	640	0.37	2162.73	790.53	2728.76
UB2	2200-2600	980	0.35	5413.49	2000.00	6153.33
UB2	>2700	1500	0.28	12180.54	4770.00	9094.80

Tab. 13: moduli dinamici calcolati.

8.2.6 Associazioni litostratigrafiche

La subunità UC1, presente nella indagini relative alla Zona 1 risulta associabile a terreno vegetale. La subunità UC2 risulta assimilabile a materiali di riporto inconsistenti caratterizzati da zone a maggiormente areate (Vp basse) e da zone a maggiore presenza di clasti/maggiore consistenza (Vp relativamente elevate).

La subunità UB1 presenta Vp caratteristiche di un litotipo calcareo ad alto grado di alterazione/fatturazione, con una distribuzione di Vp piuttosto uniforme e spessore regolare fatta eccezione per i primi 14 m (REF01 e REF02) in cui si assiste ad un approfondimento di tale subunità. All'interno di tale sismostrato si assiste in REF03 alla presenza di zone anomale con Vp che rasentano i 1200 e che possono essere associabili a riempimenti di cavità con materiale di riporto o a zone costituite da calcare estremamente fratturate/alterate. Tale ambiguità non è risolvibile con i soli metodi sismici.

La subunità UB2 presenta velocità sismiche proprie di un litotipo calcareo con un grado di fatturazione/alterazione medio cui segue, chiudendo la sequenza sismostratigrafica rilevata, l'unità UB3, assimilabile ad un litotipo calcareo con grado di fatturazione/alterazione medio-basso.

Sismostrato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Litotipo di riferimento
UC2	600-1100	350-500	Materiale di riporto
UB1	1400-2100	640-710	Calcare ad alto grado di fatturazione/alterazione
UB2	2200-2600	980-1110	Calcare a medio grado di fatturazione/alterazione
UB3	>2700	1450-1500	Calcare a basso grado di fatturazione/alterazione

Tab. 14 : moduli dinamici calcolati.

9. Sismicità dell'area

Il Comune di Molfetta è stato classificato, in base all'O.P.C.M. 3274 nella zona sismica di 3^a categoria, pertanto andranno altresì considerati gli aspetti geodinamici connessi al terreno. I più importanti sono le caratteristiche del moto sismico nel suolo e la risposta dinamica della struttura e del terreno di fondazione. In proposito va segnalato che l'assenza di condizioni geostrutturali predisponenti all'evento (carta d'Italia del rischio sismico: studio effettuato dal CNR nell'ambito del progetto finalizzato Geodinamica) e la bassa sismicità assegnata al sito esclusivamente con criteri statistico-storici (come è noto l'inserimento è dovuto agli effetti indotti in zona dal grave sisma che ha interessato nel novembre 1980 le regioni limitrofe), permettono di affermare che la distanza epicentrale R è stata e, nel caso di eventi futuri, sarà in ogni caso piuttosto elevata (la zona più vicina classificata di 1^a categoria è il Gargano), ed in conseguenza, anche in caso di terremoti di grande magnitudo gli effetti saranno sicuramente modesti. Si riporta in seguito la zonazione sismica del territorio nazionale ad opera dell'INGV ed inoltre la carta delle accelerazioni del suolo (INGV) in termini di frazioni di "g" (accelerazione di gravità), alle quali il suolo può essere sottoposto a seconda dell'area in cui ricade.

I nuovi criteri di caratterizzazione sismica locale, come accennato in premessa sono menzionati nel D.M. 14/01/08 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" ed entrati ufficialmente in vigore in data 05/08/09 a seguito della Circolare emessa dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e pubblicata su G.U. n. 187 del 13 /08/2009, per cui per maggiore chiarezza sulla caratterizzazione sismica locale in termini di accelerazione del suolo in caso di sisma, riporteremo in seguito uno stralcio tratto dal sito ufficiale dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) in formato web-gis, in cui è possibile ulteriormente osservare la categoria di accelerazione sismica locale in cui il comune di Molfetta ricade; la quale da un'analisi cromatica della cartografia esaminata risulta inferiore a 0.025 g.

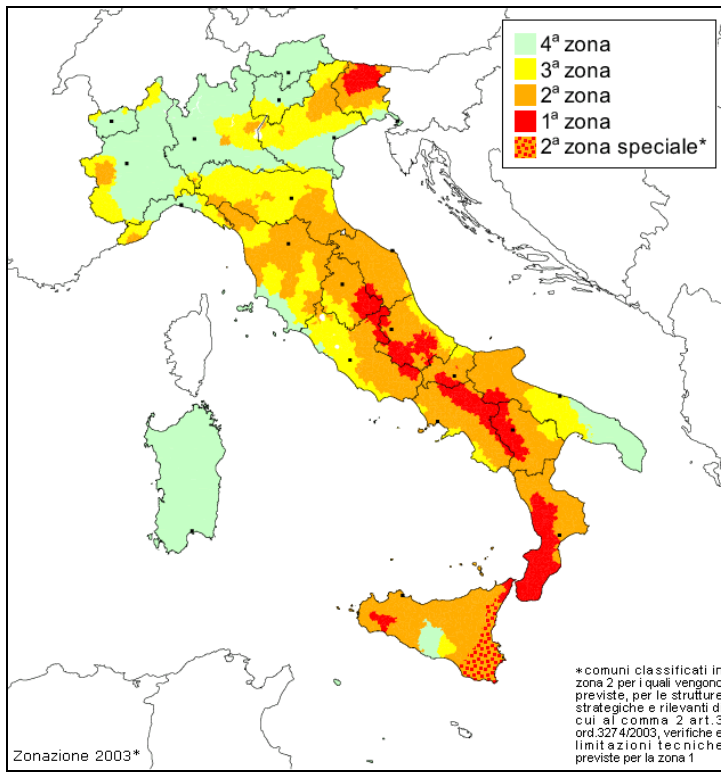


Fig. 17: Zonazione sismica del territorio nazionale

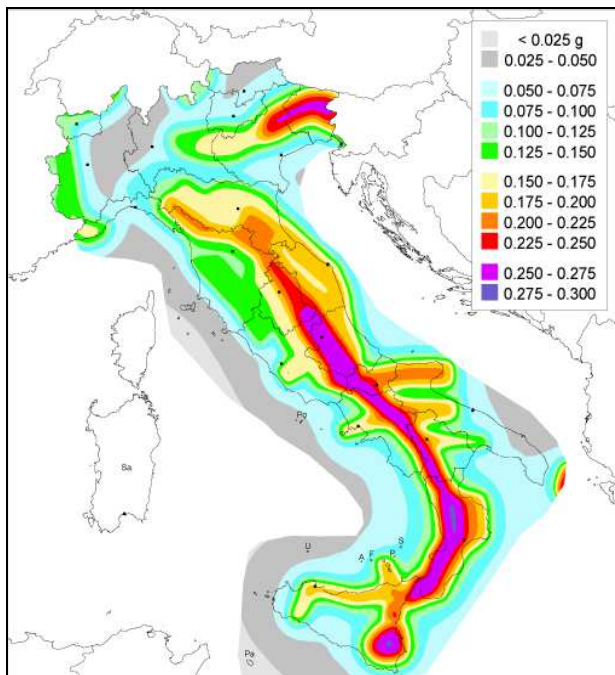


Fig. 18: Carta delle accelerazioni sismiche locali

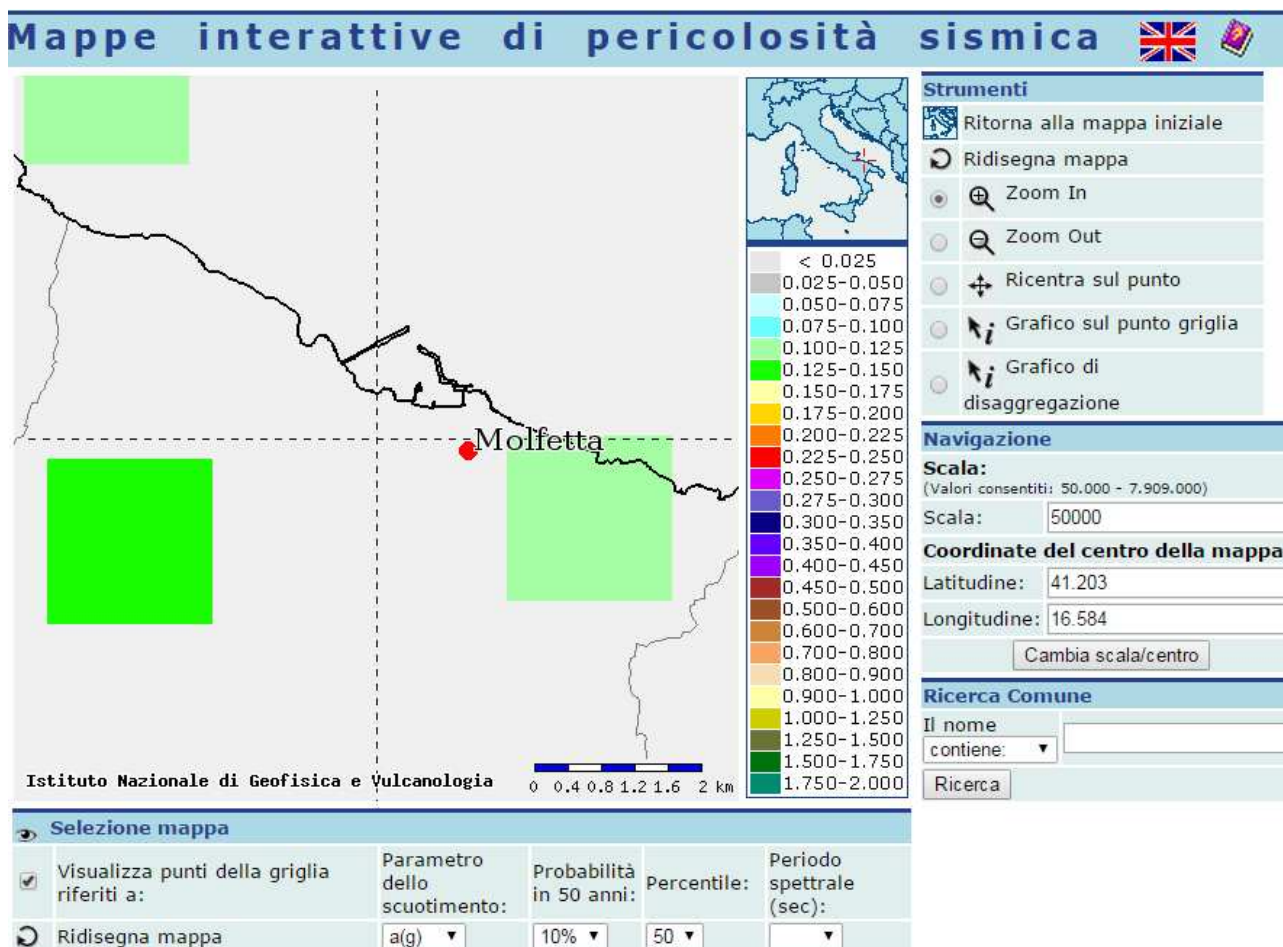


Fig. 19: Zonazione sismica nazionale (web-gis) in termini di accelerazione sismica locale

Sempre in riferimento alla succitata circolare e alle nuove Norme Tecniche è necessario inoltre caratterizzare il sito in funzione degli spettri di risposta sismica delle componenti orizzontali e verticali del suolo. Gli spettri di risposta sismica vanno stimati in relazione ai differenti Stati Limite a cui un manufatto è potenzialmente sottoposto; tale stima è stata effettuata disponendo di un software fornito dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (www.cslp.it), il quale è strutturato in tre fasi per la valutazione degli spettri di risposta:

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito (sulla base del progetto S 1 dell'INGV);

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3 - Determinazione dell'azione di progetto.

Risulta chiaro che i dati di input al software sono scelti in funzione di diversi parametri, i quali dipendono direttamente da svariati aspetti come per esempio: dall'ubicazione del sito, dalla vita nominale del manufatto, dal coefficiente d'uso del manufatto, dalla tipologia di stato limite per cui si intende calcolare gli spettri di

risposta elastica, dalla categoria di sottosuolo, dalla categoria topografica ed infine da aspetti di carattere strutturale dell'edificio (fattore di struttura).

Saranno pertanto di seguito riportate le relative schermate del software utilizzato da cui si potrà facilmente apprendere la fase di input dei dati per le tre FASI di lavoro e i relativi grafici riferiti agli spettri di risposta elastica, nonché tabelle in cui sono riassunti i principali parametri sismici locali.

Fig. 20

Nella schermata di input dei dati relativi alla FASE 1 si è preferito effettuare una individuazione del sito in funzione delle coordinate geografiche espresse in termini di latitudine e longitudine.

Nella seguente schermata relativa alla fase di input dei dati della FASE 2 è stata considerata una vita nominale della costruzione pari a 50 anni (cfr. par. 2.4.1 NTC 14/01/2008) e un coefficiente d'uso della costruzione pari a 1 in funzione della tipologia d'uso dell'edificio (cfr. par. 2.4.3 NTC 14/01/2008).

Sono riportati anche i relativi grafici.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Periodo di ritorno T_R [anni]
SLO	30
SLD	50
SLV	475
SLC	975

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Fig. 21

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

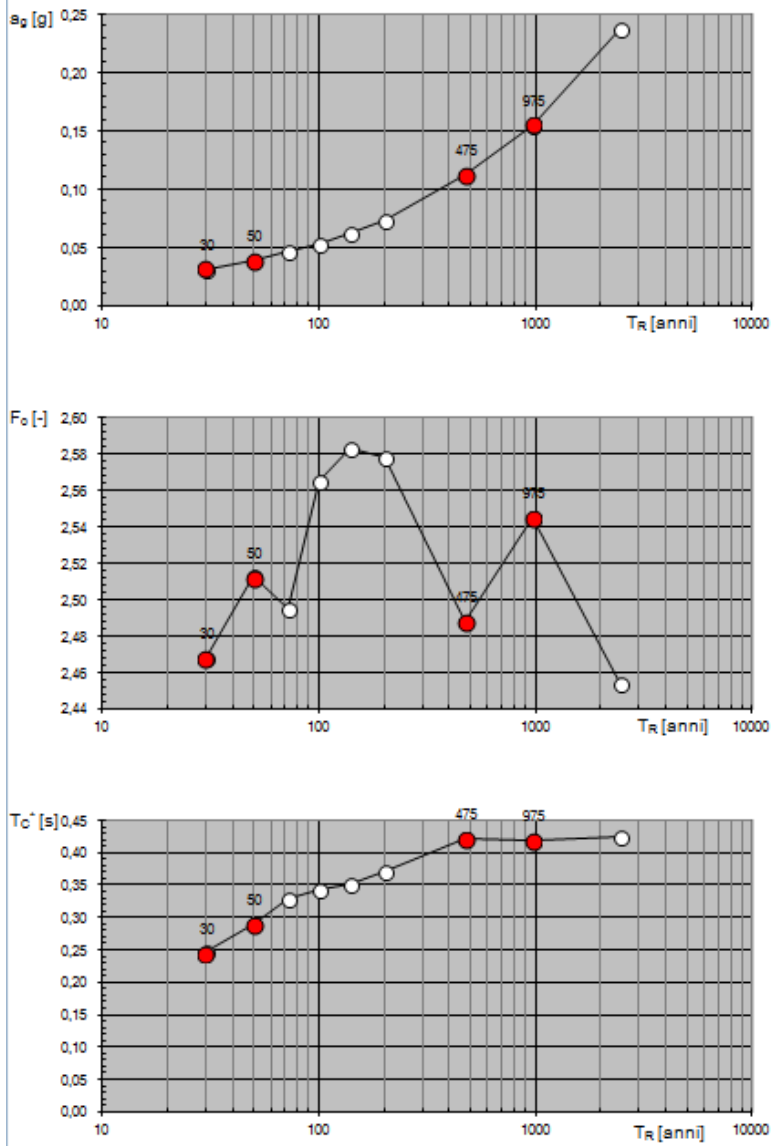


Fig. 22

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

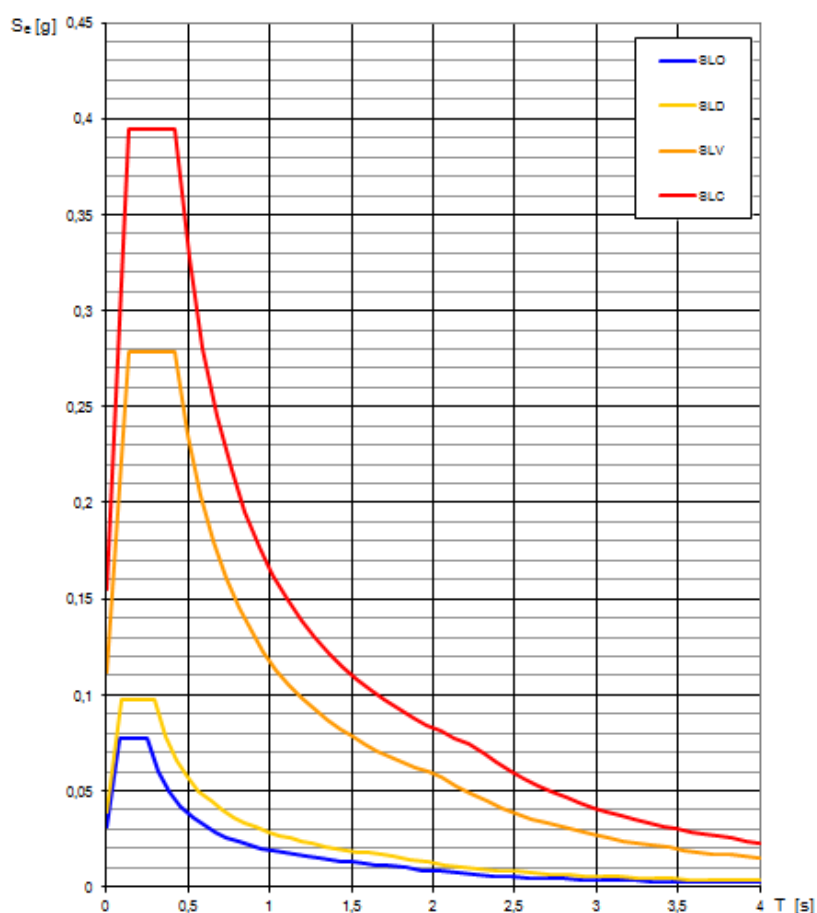


Fig. 23

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,031	2,468	0,247
SLD	50	0,039	2,513	0,290
SLV	475	0,112	2,488	0,421
SLC	975	0,155	2,545	0,420

Fig. 24

Nella successiva schermata relativa alla FASE 3 i parametri di input del software utilizzati consistono in una verifica in funzione dell'SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita, cfr. par. 3.2.1 NTC 14/01/2008), considerando una categoria di suolo di tipo A (cfr. par. 3.2.2 NTC 14/01/2008), una categoria topografica T1 (ossia con pendenze inferiori a 15°, cfr. par. 3.2.2 NTC 14/01/2008), un fattore q_0 pari a 3,6 in funzione della tipologia costruttiva (cfr. par. 7.3.1 NTC 14/01/2008), un fattore q pari a 1,5 (cfr. par. 7.3.1 NTC 14/01/2008). Sono di seguito riportati anche i grafici dei corrispondenti spettri di risposta elastica relativi a tale verifica.

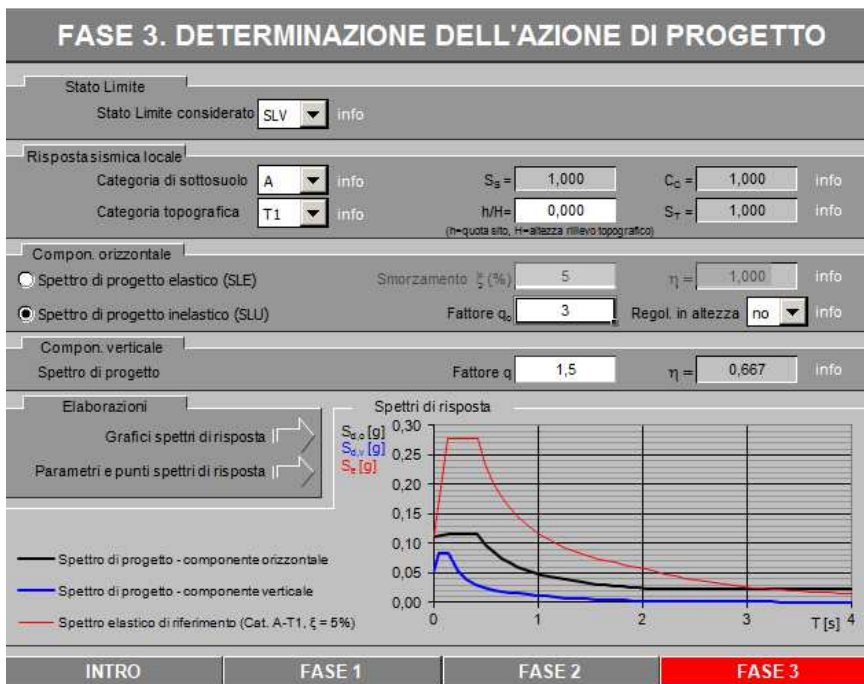


Fig. 25

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

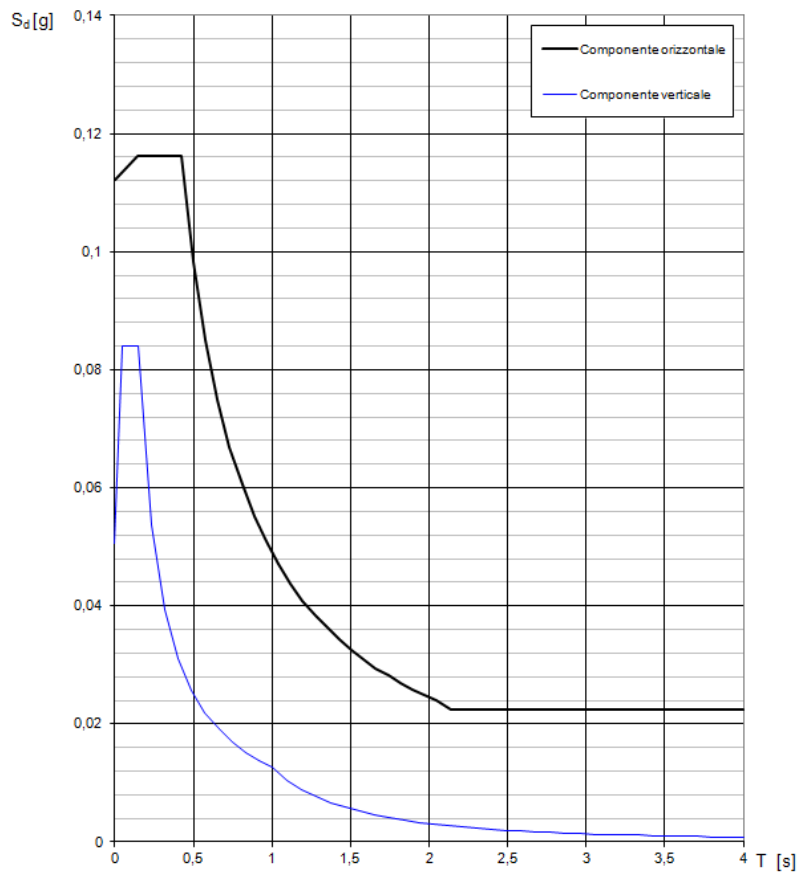


Fig. 26

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,112 g
F_o	2,488
T_c	0,421 s
S_s	1,000
C_s	1,000
S_d	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,000
η	0,417
T_a	0,140 s
T_c	0,421 s
T_b	2,048 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,112
T_a	0,140	0,116
T_c	0,421	0,116
	0,499	0,098
	0,576	0,085
	0,654	0,075
	0,731	0,067
	0,809	0,061
	0,886	0,055
	0,964	0,051
	1,041	0,047
	1,119	0,044
	1,196	0,041
	1,274	0,038
	1,351	0,036
	1,429	0,034
	1,506	0,033
	1,584	0,031
	1,661	0,029
	1,739	0,028
	1,816	0,027
	1,893	0,026
	1,971	0,025
T_b	2,048	0,024
	2,141	0,022
	2,234	0,022
	2,327	0,022
	2,420	0,022
	2,513	0,022
	2,606	0,022
	2,699	0,022
	2,792	0,022
	2,885	0,022
	2,978	0,022
	3,071	0,022
	3,164	0,022
	3,257	0,022
	3,349	0,022
	3,442	0,022
	3,535	0,022
	3,628	0,022
	3,721	0,022
	3,814	0,022
	3,907	0,022
	4,000	0,022

Fig. 27

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

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_m	0,051 g
S_a	1,000
S_v	1,000
q	1,500
T_a	0,050 s
T_c	0,150 s
T_b	1,000 s

Parametri dipendenti	
F_v	1,125
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_a \cdot \left(\frac{a_m}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

$$T_b \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,051
T_a	0,050	0,084
T_c	0,150	0,084
	0,235	0,054
	0,320	0,039
	0,405	0,031
	0,490	0,026
	0,575	0,022
	0,660	0,019
	0,745	0,017
	0,830	0,015
	0,915	0,014
T_b	1,000	0,013
	1,094	0,011
	1,188	0,009
	1,281	0,008
	1,375	0,007
	1,469	0,006
	1,563	0,005
	1,656	0,005
	1,750	0,004
	1,844	0,004
	1,938	0,003
	2,031	0,003
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,002
	2,406	0,002
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

Fig. 28

10. Modellazione sismica.

Premessa

La modellazione sismica del sito di costruzione è regolamentata dal paragrafo 6.2.2 delle NTC (DM 14.01.08) e dal paragrafo 6.2 della Circolare del 02.02.09 n. 617. Come riportato dalla suddetta normativa, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di cat. A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Categoria di sottosuolo

In assenza di un'analisi specifica sulla valutazione della risposta sismica locale, per definire l'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III)

La classificazione della categoria di sottosuolo si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – *Categorie aggiuntive di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ 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	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Nell'area in esame, il calcolo del V_{s30} , basato sulle indagini sismiche a rifrazione e MASW è stato eseguito considerando il piano di appoggio delle fondazioni in corrispondenza dell'orizzonte calcareo, a circa 3.00 m dal p.c. Il valore ottenuto è di **942 m/sec**, per cui in riferimento alla suddetta normativa, il terreno di fondazione rientra nella categoria di suolo di fondazione "A", trattandosi di formazione rocciosa caratterizzata da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, con una $V_{s30} > 800$ m/sec.

Condizioni topografiche

Nel nostro caso la configurazione topografica superficiale è semplice e rientra nella categoria **T1**.

Azione sismica

Il calcolo dei coefficienti sismici è stato eseguito considerando:

- superficie topografica pianeggiante: T1
- categoria sottosuolo: A
- classe dell'edificio: II, $C_U=1$
- vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U \geq 50$ anni

11. Criteri di progettazione in aree carsiche

Nelle aree sede di fenomeni erosivi di tipo carsico, i problemi nascono dalla difficile determinazione sia della disposizione, sia della forma e dimensioni di eventuali cavità presenti al di sotto del piano di posa delle fondazioni.

La continuità laterale e verticale della roccia non è comunque quasi mai verificata né regolare, per la presenza di zone a luoghi più allentate e fratturate che, talvolta, potrebbero reagire in modo difforme sotto l'aspetto geostatico.

Il confronto tra lo stato di fratturazione e lo sviluppo della rete carsica porta ad una caratterizzazione della roccia in sito che può essere ascritta al **GRADO II** o **III** ("Valutazione geologico-tecnica degli ammassi rocciosi carsificati"; F. ZEZZA, 1976). Cioè si passa da ammasso poco carsificato (II grado) a quello mediamente carsificato (III grado). La roccia è definibile come "discreta", con giunti di stratificazione solo parzialmente interessati da manifestazioni di tipo carsico ed ancora caratterizzata dalla presenza di piccole cavità, a sviluppo essenzialmente verticale, collegate ai processi di erosione e di dissoluzione carsica.

Per questo tipo di roccia l'indice di qualità della roccia (**RQD**) varia dal 30 al 50%.

Tenendo conto delle incertezze relative alla conoscenza precisa e puntuale del sottosuolo è necessario prevedere la possibilità di impiegare opportuni interventi che possono avere come obiettivo, o il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della porzione di terreno all'interno della quale gli incrementi delle sollecitazioni, prodotti dall'opera in oggetto, sono significativi, ovvero il trasferimento di tali incrementi in zone più resistenti.

12. Aspetti geodinamici

Tutti gli aspetti precedentemente descritti si riferiscono solo a quelli geostatici. Rientrando il Comune di Molfetta nella zona sismica di 3^a categoria andranno altresì considerati gli aspetti geodinamici connessi al terreno.

I più importanti sono le caratteristiche del moto sismico nel suolo e la risposta dinamica della struttura e del terreno di fondazione. In proposito va segnalato che l'assenza di condizioni geostrutturali predisponenti all'evento (carta d'Italia del rischio sismico: studio effettuato dal CNR nell'ambito del progetto finalizzato Geodinamica) e la bassa sismicità assegnata al sito esclusivamente con criteri statistico-storici (come è noto l'inserimento è dovuto agli effetti indotti in zona dal grave sisma che ha interessato nel novembre 1980 le regioni limitrofe), permettono di affermare che la distanza epicentrale R è stata e, nel caso di eventi futuri, sarà in ogni caso piuttosto elevata (la zona più vicina classificata di 1^a categoria è il Gargano), ed in conseguenza, anche in caso di terremoti di grande magnitudo gli effetti saranno sicuramente modesti.

13. Descrizione delle costruzioni

Le strutture, destinate a civile abitazione, secondo quanto riportato al par. 2.4.2. del DM 14.01.2008 e cioè *Classe II*: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali....omissis con vita nominale ≥ 50 anni così come riportato nella tab. 2.4.I del sopraccitato DM.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Inoltre in base a quanto riportato al par. 2.1 dell' EC7, la categoria geotecnica da attribuire alla struttura in esame è la categoria geotecnica 2.

“Questa categoria comprende tipi convenzionali di strutture e fondazioni, che non presentino rischi eccessivi oppure condizioni di sottosuolo o di carico non comuni o eccezionalmente difficili. Le strutture categoria geotecnica 2 richiedono dati geotecnici e analisi di tipo quantitativo per verificare che siano soddisfatti i requisiti fondamentali; possono essere, peraltro, adottate procedure di prova in sito ed in laboratorio, nonché di progetto di costruzione di tipo convenzionale.”

Questo giustifica la tipologia di analisi e studi effettuati per la determinazione delle caratteristiche di progetto del piano di sedime.

14. Input dei dati generali di calcolo

In questo paragrafo vengono forniti i dati necessari alla definizione delle caratteristiche principali dei diversi litotipi riscontrati, anche soprattutto in funzione delle risultanze emerse dalle indagini geofisiche eseguite.

Per quanto riguarda la categoria topografica (**par. 3.2.2 DM 14.01.2008**), così come riportato nella **tab. 3.2.IV**, i terreni in oggetto rientrano nella **T1** e cioè “superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In mancanza di determinazioni più accurate, valide soprattutto per le costruzioni strategiche, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie del terreno di fondazione, la forma spettrale sui sottosuoli viene modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_t ed il coefficiente C_c che modifica il valore del periodo T_c . Questi sono calcolati mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, qui riportata, nelle quali g è l’accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di riposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T , riportati nella tab. 3.2.IV qui sotto riportata, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera e dell'intervento.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

15. Parametri geotecnici dei terreni

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, è stata basata sulle caratteristiche litologiche e strutturali dell'ammasso roccioso, valutando il numero di fratture per metro (i), presenti nel terreno.

Sono state considerate le risultanze delle indagini sismiche condotte in sito e i risultati di prove di laboratorio condotte su materiali similari (come condizioni di fratturazione e carsismo) appartenenti alla formazione del "Calcere di Bari".

Il fine è stato quello di determinare i parametri caratteristici del terreno di sedime. I valori caratteristici si ottengono elaborando con metodi statistici un campione di dati sperimentali. Nell'Eurocodice 7, a cui le Norme Tecniche si rifanno, il valore caratteristico dei parametri geotecnici è quel valore al quale è associata una prefissata **probabilità di non superamento**.

Il valore caratteristico di ogni singolo parametro geotecnico, secondo Schneider (1997), Cherubini & Orr (1999) esso può essere agevolmente valutato conoscendo la media x_m ed il Coefficiente di Variazione (CV_x) espresso come frazione dell'unità:

$$x_k = x_m \left(1 - \frac{CV_x}{2} \right)$$

Nel caso in cui si assumesse quale distribuzione di probabilità del data set indagato la distribuzione Normale o di Gauss e si facesse riferimento al frattile superiore al 5% per le azioni (ovvero al frattile inferiore al 95%) secondo le indicazioni dell'EC7, si avrebbe:

$$x_k = x_m - 1.64 \cdot \sigma_x$$

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5% (frattile del 5%), alla quale corrispondono, per una distribuzione di tipo gaussiana, valori caratteristici di angolo di attrito e di coesione pari a:

$$\phi_k = \phi_m(1-1,645V\phi)$$

$$c_k = c_m(1-1,645 V_c)$$

dove:

ϕ_k = valore caratteristico angolo di attrito interno;

c_k = valore caratteristico della coesione;

ϕ_m = valore medio dell'angolo di attrito;

c_m = valore medio della coesione

$V\phi$ = □ coeff. di variazione di ϕ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ

V_c = coeff. di variazione di c , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c .

La valutazione dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, è stata basata sulle caratteristiche litologiche e strutturali dell'ammasso roccioso, valutando il numero di fratture per metro (i), presenti nel terreno.

Sono state considerate le risultanze delle indagini sismiche condotte in sito e i risultati di prove di laboratorio condotte su materiali similari (come condizioni di fratturazione e carsismo) appartenenti alla formazione del "Calcere di Bari". Si riportano qui di seguito i parametri più significativi.

parametro	unità di misura	valore
γ_g peso specifico dei granuli	t/mc	2.70
γ peso di volume in laboratorio	“	2.60
n porosità l.s.	%	3.70
C grado di compattezza	-----	0.96
ϕ' angolo di attrito intergranulare	gradi	35
c' coesione	N/mm ²	0.1
σ_r tensione di rottura per compressione	N/mm ²	50

Tab. 15 : parametri fisico-meccanici (laboratorio).

I parametri ottenuti in laboratorio devono essere trasferiti in sito applicando dei coefficienti riduttivi che tengano conto dello stato di fratturazione, della presenza di materiale compressibile (terre rosse l.s.) e comunque, più in generale, di tutti i difetti strutturali e tessiturali della roccia.

I parametri geotecnici vanno oltremodo corretti tenendo presente lo “effetto scala” (Madhav & Rama Krishna, 1980). Considerato che l'ammasso roccioso è interessato dalla presenza di piani di discontinuità, con frequenza degli stessi di **$i = 10$ piani/metro**, partendo dalla relazione proposta da Fissenko (1961), Manev & Avramova-Tacheva (1970), hanno correlato l'abbattimento dei valori di resistenza in funzione della frequenza delle discontinuità. Partendo da tale relazione si ottengono i parametri corretti in sito.

parametro	un. di misura	valore
γ_g peso specifico dei granuli	t/mc	2.70
γ peso di volume in sito	“	2.0
i piani di fratturazione	piani/metro	10
n' porosità in sito	%	25.9
C' grado di compattezza	---	0.74
σ_s tensione di rottura in sito	kg/cm ²	11.22

Tab. 16: parametri fisico-meccanici (in sito).

I calcoli non possono essere considerati come praticamente indeformabili e pertanto si potrà fare riferimento ai seguenti parametri elastici, calcolati dai risultati della indagine condotta:

v coefficiente di Poisson	adim.	0.34
E modulo elastico statico in sito	kg/cm ²	3.000

Si è fatto riferimento al litotipo che si trova oltre i 5 metri dal p.c. (considerato che verrà realizzato il doppio piano interrato) e cioè l'UB2 mediando sia il coefficiente di Poisson (0.33 - 0.35) che il valore del modulo di Young (Mpa 6.600 - 5.400) corrispondente al modulo elastico dinamico. Considerando che il modulo elastico statico è variabile da 1/10 ad 1/20 di quello dinamico, prendendo quello più penalizzante a favore della sicurezza, si è ottenuto il valore di 3.000 kg/cmq.

Pertanto dovendo schematizzare l'ambiente fondale si tratta di calcari fratturati e carsificati con giunti poco allargati e scarse terre rosse.

E' chiaro che in siffatto ambiente esiste la potenzialità del rinvenimento di piccole cavità merofossili. Queste risultano da tempo escluse dalla rete idrica sotterranea.

E' bene sottolineare il fatto come i materiali riempienti, in parte o totalmente le cavità, non possono considerarsi condizionanti ai fini della stabilità delle fondazioni.

Ciò in quanto il rapporto tra i moduli di deformazione dei materiali stessi rispetto ai moduli dei calcari incassanti è certamente non superiore ad 1/20. Questo significa che la capacità portante del terreno di fondazione è garantita quasi esclusivamente dalle proprietà geomeccaniche della struttura calcarea incassante.

Per contro, ai fini della stabilità nel tempo delle cavità, gli stessi terreni possono svolgere una rilevante funzione di contenimento delle strutture disarticolate e di regolazione delle vie che l'acqua di infiltrazione può percorrere.

Per quanto concerne la soluzione dei calcoli progettuali, occorre tenere conto del concorso di due distinti aspetti: la stabilità a breve e a lungo termine dell'insieme roccia-fondazione-struttura.

Quantunque il problema non si presti a generalizzazioni e ad estrapolazioni, per il gran numero di parametri che lo governano, tuttavia la soluzione è riconducibile a modelli numerici di tipo elastico isotropo ed anisotropo, per i quali, può essere sufficiente l'uso in campo elastico lineare, specificando per i materiali la non-resistenza a trazione.

Le proprietà meccaniche sopra definite delle rocce carsificate sono condizionate non solo dallo stato di fratturazione ma anche dalla presenza dei materiali di riempimento e, in particolare, dalle terre rosse. Tali depositi possono assumere un andamento stratoide o lentiforme quando riempiono le cavità interstratali, si dispongono a guisa di filoni sedimentari variamente inclinati, quando colmano le cavità carsiche di tipo composto, più o meno ampie; formano infine, un insieme caotico con la roccia ospitante quando questa risulta particolarmente rilassata e carsificata.

La spinta anisotropia che caratterizza gli ammassi rocciosi carsificati si riflette, pertanto, sulle proprietà meccaniche che possono variare anche notevolmente, entro distanze assai brevi.

16. Valutazione delle resistenze di progetto e tipologie fondali adottate

Secondo quanto riportato nelle “Norme tecniche per le costruzioni”, nel metodo semi-probabilistico agli stati limite, per tenere conto di eventuali altre cause di indeterminazione si dividono i valori caratteristici dei parametri geotecnici, per coefficienti parziali γ_m indicati nella Tab. 6.2.II allegata al paragrafo 6.2.3.1.2 dello stesso decreto.

Tab.6.2.II del D.M. 14 gennaio 2008

PARAMETRO	PARAMETRO AL QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE ϕ_m	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1,00$	$\gamma_{\phi'} = 1,25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1,00$	$\gamma_{c'} = 1,25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1,00$	$\gamma_{cu} = 1,40$
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma_{\gamma} = 1,00$	$\gamma_{\gamma} = 1,00$

Per i terreni e per le rocce a struttura complessa (ad esempio calcari estremamente fratturati con terra rossa, formazioni flyscioidi, etc.) è necessario verificare le resistenze del terreno R_d nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU) applicando ai valori caratteristici dei parametri geotecnici sia i coefficienti parziali della colonna M1 sia quelli della colonna M2 della tabella sopra riportata.

Solo per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati (ad esempio calcari compatti o ammassi calcarenitici omogenei) la resistenza R_d può essere rappresentata da valore caratteristico della resistenza alla compressione uniassiale q_u , diviso per un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

Pertanto nel caso in esame applicando i coefficienti di sicurezza parziali previsti nelle colonne M1 ed M2 del T.U. si ha:

	VALORI CARATTERISTICI ORIGINARI	COLONNA M1	COLONNA M2
Peso di volume	20.000 N/m ³	20.000 N/m ³	20.000/1.0 = 20.000 N/m³
Angolo di attrito efficace (ϕ')	35°	35°	tg35° = 0.7/1.25 = 0.56 arctg 0.56 = 29°
Coesione efficace (c')	0.10N/mm ²	0.10N/mm ²	0.1/1.25 = 0.08 N/mm²

Tab. 17

Il terreno di sedime è costituito essenzialmente da sedimenti calcarei per cui non si pone il problema della resistenza almeno secondo il concetto della capacità portante.

Infatti, la rottura del terreno può avvenire, ma per altre cause che non il superamento della resistenza a taglio della roccia stessa. In tal caso, l'instabilità può manifestarsi per la presenza di cavità o fessure occupate da materiale di alterazione a comportamento argilloso e dalla presenza sotto il piano di sedime, della terra rossa.

Nella teoria precedentemente esposta vengono prese in considerazione tali eventualità e pertanto si spiega il notevole abbattimento subito dai parametri fisico-meccanici e soprattutto dalla resistenza a compressione.

Per la determinazione della resistenza di progetto si ipotizzano **fondazioni superficiali a travi di larghezza unitaria** pari a $B = 1.0$ m e sufficientemente alte da considerarle rigide. Date queste ipotesi, utilizzando le varie formule riportate in letteratura per il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali (formula trinomia di Terzaghi e altre), assumendo un F.S. pari ad 1 in quanto l'analisi è svolta con il metodo semiprobabilistico agli stati limite e non più alle tensioni ammissibili, tenendo conto della qualità del materiale attraverso l'RQD (prendendo come valore di riferimento quello medio pari al 40%), calcolando prima con i valori della colonna M1 (di fatto coincidenti con quelli originari) e poi con quelli della colonna M2 si ottengono i seguenti valori di resistenza ultima del terreno, così come riportato nella tabelle che seguono.

CAPACITA' PORTANTE DELLE ROCCE						
per fondazioni nastroformi						
Criterio di calcolo: Terzaghi						
Tabella 4.1 di J.E. Bowles (1991) "Fondazioni" ed. McGraw-Hill						
PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO						
	angolo d'attrito dell'ammasso=		35	gradi		
	coesione dell'ammasso=		100	kPa		
	Peso di volume roccia =		20	kN/mc		
	R.Q.D.=		40	%		
COEFFICIENTI DI FONDAZIONE						
	fattore Nc=		68,1			
	fattore Nq=		50,3			
	fattore Ng=		51,3			
FATTORI DI FORMA						
	fattore di forma Sc=		1,0			
	fattore di forma Sg=		1,0			
	coefficiente di sicurezza=		1			
Larghezza	Profondità	Sigma n	Qr	Q'r	qamm	qamm
B (m)	D (m)	kPa	kPa	kPa	kPa	kg/cmq
0,20	0,0	0	6.911	1.106	1.106	10,84
0,30	0,0	0	6.962	1.114	1.114	10,92
0,50	0,0	0	7.065	1.130	1.130	11,09
0,70	0,0	0	7.167	1.147	1.147	11,25
0,90	0,0	0	7.270	1.163	1.163	11,41
1,00	0,0	0	7.321	1.171	1.171	11,49
1,20	0,0	0	7.424	1.188	1.188	11,65
1,50	0,0	0	7.577	1.212	1.212	11,89
1,80	0,0	0	7.731	1.237	1.237	12,13
2,00	0,0	0	7.834	1.253	1.253	12,29

Tab. 18

CAPACITA' PORTANTE DELLE ROCCE						
per fondazioni nastriformi						
Criterio di calcolo: Terzaghi						
Tabella 4.1 di J.E. Bowles (1991) "Fondazioni" ed. McGraw-Hill						
PARAMETRI DELL'AMMASSO ROCCIOSO						
	angolo d'attrito dell'ammasso=		29	gradi		
	coesione dell'ammasso=		80	kPa		
	Peso di volume roccia =		20	kN/mc		
	R.Q.D.=		40	%		
COEFFICIENTI DI FONDAZIONE						
	fattore Nc=		41,5			
	fattore Nq=		23,9			
	fattore Ng=		24,9			
FATTORI DI FORMA						
	fattore di forma Sc=		1,0			
	fattore di forma Sg=		1,0			
	coefficiente di sicurezza=		1			
Larghezza	Profondità	Sigma n	Qr	Q'r	qamm	qamm
B (m)	D (m)	kPa	kPa	kPa	kPa	kg/cmq
0,20	0,0	0	3.372	540	540	5,29
0,30	0,0	0	3.397	544	544	5,33
0,50	0,0	0	3.447	552	552	5,41
0,70	0,0	0	3.497	560	560	5,49
0,90	0,0	0	3.547	568	568	5,57
1,00	0,0	0	3.572	572	572	5,60
1,20	0,0	0	3.622	579	579	5,68
1,50	0,0	0	3.697	591	591	5,80
1,80	0,0	0	3.771	603	603	5,92
2,00	0,0	0	3.821	611	611	6,00

Tab. 19

Quindi i valori di resistenza ultima del terreno sono rispettivamente:

$$R_d (M1) = 1.149 \text{ N/mm}^2$$

$$R_d (M2) = 0.560 \text{ N/mm}^2$$

Sulla base di quanto detto i valori caratteristici del terreno oggetto di analisi sono i seguenti.

parametro	unità di misura	valore
γ_v peso di volume del materiale	N/mc	20.000
ϕ' angolo di attrito intergranulare	gradi	35
cm valore medio della coesione	N/mmq	0.10
Ed modulo elastico	N/mmq	300
Kv costante di sottofondo	N/cmc	300
σ_{ISLU} tensione allo Stato Limite Ultimo	N/mmq	0.560
σ_{amm} tensione ammissibile	N/mmq	0.375

Tab. 20: parametri caratteristici del terreno

Come strutture fondali saranno realizzate travi di larghezza variabile. Nel caso in esame, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici si è fatto riferimento all'Approccio Progettuale 2 di cui alle Norme Tecniche. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale (R). In particolare, per la verifica agli SLU nel caso di fondazioni superficiali, si fa riferimento ai coefficienti parziali

$$(A1 + M1 + R3)$$

Quindi, per le azioni si adopereranno i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I delle NTC; per i parametri geotecnici si adopereranno i valori della colonna M1 della Tabella 6.2.II delle NTC; per la capacità portante si adopereranno i valori della colonna R3 della Tabella 6.4.I delle NTC.

Nel nostro caso, per questo motivo, il valore della resistenza ultima del terreno da adottare è $R_d(M1)$, da dividersi per il coefficiente parziale $\gamma_R = 2,3$, ossia

$$R_d = 0,500 \text{ N/mm}^2$$

Le combinazioni di carico di progetto assunte per gli SLU sono proprio quelle che fanno capo all'Approccio 2 (A1).

Si badi che nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale della stessa fondazione, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

A favore della sicurezza non è stato valutato lo scarico che verrà operato sul piano di sedime a causa della realizzazione del doppio piano interrato, posto a quota di circa - 6.0 m dall'attuale p.c. pertanto lo scarico tensionale è pari a :

$$\sigma_{sc} = \gamma_v \times h = 2 \times 6.0 = 12 \text{ t/mq}$$

pari a circa il 32% delle sollecitazioni massime; in questo caso la tensione sul terreno sarebbe pari a 2.5 kg/cmq valore assolutamente compatibile con i terreni presenti in affioramento.

Conclusioni

L'indagine di cui alla presente nota riveste un carattere generale per cui non esaurisce l'obbligo di approfondire i problemi specifici dei singoli corpi di fabbrica, per cui, stante la particolare situazione geologico-strutturale riscontrata, è prescrittivo eseguire indagini preventive di tipo diretto o indiretto.

Previa autorizzazione, andranno eseguiti dapprima gli scavi per il raggiungimento del piano fondale e su questo andranno eseguite prove geofisiche (elettrica e sismica) atte alla migliore caratterizzazione dell'ammasso roccioso ivi presente. Lo sbancamento preliminare servirà a calibrare le misure geofisiche più idonee da eseguirvi.

Il sito in epigrafe è esente da rischi di instabilità e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di sisma.

Per quanto riguarda la categoria di appartenenza del suolo di fondazione, di cui al punto 3.1 della Normativa sismica, questa è la "A" - *formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* – caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3.00 m.

Non è necessario realizzare collegamenti tra le strutture di fondazione. Infatti ai sensi del **D.M. 16.01.1996** "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" al punto B.10 'Criteri generali di progettazione – fondazioni ' al 3 comma si riporta: "*omissis...E' consentito omettere tali collegamenti in caso di terreni rocciosi o comunque di caratteristiche meccaniche elevate nonché in zone con grado di sismicità $S = 6$; in tutti gli altri casi, in mancanza di collegamenti, la struttura deve essere verificata per gli spostamenti orizzontali relativi del terreno tra i punti non collegati*". Quindi non è necessario eseguire la verifica per l'assenza dei collegamenti fra le strutture di fondazione.

Allo stato non si riscontrano particolari condizioni di rischio idraulico, sismico, idrogeologico e geologico l.s. per cui non ci sono limitazioni a quanto previsto nel progetto del **Piano di Lottizzazione privata per la ristrutturazione urbanistica delle volumetrie esistenti all'interno del Comparto Edilizio n. 17, ai sensi del comma 2 dell'art. 34 delle NTA del PRGC**, nel comune di Molfetta.

Molfetta,

geologo

(dr. geol. Ignazio L. Mancini)