



**COMUNE
DI FANO**

PROVINCIA PESARO E URBINO
REGIONE MARCHE

PROPOSTA DI VARIANTE AL P.R.G.
VIGENTE - SCHEDA ST1_P02
COMPARTO TURISTICO ALBERGHIERO
"EX HOTEL VITTORIA"

STUDIO GEOLOGICO

Ai sensi dell'Art. 89 DPR 380/2001



Elaborato **1**
RELAZIONE E ALLEGATI



GEOCON

studio associato per la
geologia e la sicurezza

Geol. Angelo Renzoni
Geol. Borghi Walter
Geol. Michele Gliaschera

Via Gozzi n. 10/A 61032 Fano (PU)
Tel. 0721 861494 Fax 0721 862875
geocon@fastwebnet.it P IVA 02229960410



COMMESSA	REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO
1130/2011	A	FEBBRAIO 2014	EMISSIONE	

FURLANI CELSO & C. snc

**PROPOSTA DI VARIANTE URBANISTICA AL P.R.G. VIGENTE
SCHEDA ST1_P02
COMPARTO TURISTICO ALBERGHIERO "EX HOTEL VITTORIA"
Loc. Lido di Fano-Viale Simonetti – Comune di Fano**

STUDIO GEOLOGICO

(ai sensi dell'ART. 89 D.P.R. 380/01)

Elaborati

Elaborato 1:

Allegato 1.0

Allegato 1.1

Allegato 1.2

Allegato 1.3

Allegato 1.4

Allegato 1.5

Allegato 1.6

Allegato 1.7

Allegato 1.8

Allegato 1.9

Relazione e Allegati

RELAZIONE

COROGRAFIA I.G.M. 1:25.000

CARTA TECNICA REGIONALE C.T.R. 1:10.000

STRALCIO CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO (PAI)

CARTA GEOLOGICA 1:10.000

CARTA IDROGEOLOGICA 1:10.000

CARTA GEOMORFOLOGICA E DELLE PERICOLOSITA'
GEOLOGICHE E SISMICHE 1:5.000

CARTA DELLA VULNERABILITA' DELLA FALDA 1:1.000

CARTA PLANOALTIMETRICA CON UBICAZIONE DELLE
INDAGINI GEOGNOSTICHE 1:1.000

SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE

Elaborato 2:

Elaborato 3A:

Elaborato 3B:

Elaborato 4:

Bacino idrografico e sezioni idrologiche t. Arzilla

Tabulati verifiche idrologiche torrente Arzilla

Tabulati verifica liquefazione sismica

Report Indagini

Prove DPSH - Prova MASW – Sondaggi - Prove di laboratorio

Elaborato 1) Relazione e Allegati

Indice	Pag. 2
1 - Premessa	Pag. 3
2 - Normativa e documentazione tecnica	Pag. 8
3 - Geomorfologia	Pag. 9
4 - Geologia	Pag. 12
5 - Idrografia e idrogeologia	Pag. 13
6 - Indagini geologiche	Pag. 17
6.1 Sondaggi stratigrafici e prove SPT in foro	Pag. 17
6.2 Prove di laboratorio	Pag. 22
6.3 Prova sismica MASW	Pag. 23
6.4 Prove penetrometriche dinamiche DPSH	Pag. 24
7 - Modello geologico del sottosuolo	Pag. 29
8 - Pericolosità geologica	Pag. 32
8.1 Pericolosità idrogeologica	Pag. 32
8.2 Pericolosità sismica	Pag. 49
9 - Conclusioni	Pag. 62
Appendice 1 Correlazioni per l'interpretazione delle prove in sito	Pag. 66
Allegati	pag. 72
Allegato 1.1	COROGRAFIA I.G.M. 1:25.000
Allegato 1.2	CARTA TECNICA REGIONALE C.T.R. 1:10.000
Allegato 1.3	STRALCIO CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO (PAI)
Allegato 1.4	CARTA GEOLOGICA 1:10.000
Allegato 1.5	CARTA IDROGEOLOGICA 1:10.000
Allegato 1.6	CARTA GEOMORFOLOGICA E DELLE PERICOLOSITA' GEOLOGICHE E SISMICHE 1:5.000
Allegato 1.7	CARTA DELLA VULNERABILITA' DELLA FALDA 1:1.000
Allegato 1.8	CARTA PLANOALTIMETRICA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE 1:1.000
Allegato 1.9	SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE



1 - PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione dello studio geologico redatto ai sensi dell'art. 89 del D.P.R. 3980/01 a supporto della proposta di variante urbanistica al P.R.G. vigente - Scheda ST1_P02 - comparto turistico alberghiero "ex Hotel Vittoria".

Sull'area, ubicata nel comune di Fano in loc. Lido di Fano - viale Simonetti, la proposta di variante urbanistica in oggetto prevede un intervento di riqualificazione urbanistica della zona Lido, ovvero di quella zona che può essere definita il "Salotto turistico" di Fano, prevedendo:

- un nuovo complesso turistico-alberghiero nell'area di sedime dell'ex Hotel Vittoria;
- una serie di opere di urbanizzazione a scomputo degli oneri dovuti;
- una serie di opere c.d. migliorative che qualificano l'offerta della proposta.

L'intervento proposto si sviluppa su due aree (Fig. 1a):

- **area "A"**, dove è previsto il nuovo complesso turistico-alberghiero; l'area è quella di sedime dell'ex Hotel Vittoria ad angolo fra piazzale Amendola e viale C. Simonetti ed è individuata dal PRG vigente come comparto unitario ST1_P02;
- **area "B"**, dove vengono localizzate tutte le opere di urbanizzazione a scomputo degli oneri e una serie di opere compensative della proposta e migliorative per l'offerta; detta area si sviluppa dal parcheggio ex CIF con accesso da viale I° Maggio fino alla foce del torrente Arzilla; interessa aree di proprietà del Comune di Fano (parcheggio ex CIF) e del Demanio dello Stato (alveo e foce del torrente Arzilla) e delle Ferrovie dello Stato (FF.SS. Ancona-Bologna).



Fig. 1a – Individuazione delle aree "A" e "B" di intervento

Sull'area "A" la proposta di variante prevede:

- la reintroduzione dell'uso residenziale "C2_Zone residenziali di ricucitura urbana", che consenta l'utilizzo del complesso per tutta la durata dell'anno e non solo durante il periodo estivo;
- l'incremento della potenzialità edificatoria del comparto "ex Hotel Vittoria" di cui alla scheda ST1_P02 dagli attuali 2578 m² di Superficie Utile Lorda (SUL) ai 4400 m² richiesti;
- l'aumento dell'altezza massima ammessa da 10 metri ai 18 metri delle attrezzature ricettive circostanti;
- la realizzazione di un parcheggio interrato.



Sull'area "B" la proposta di variante prevede:

- una serie di interventi di riqualificazione e miglioramento territoriale attraverso opere di urbanizzazione e opere compensative afferenti l'intervento stesso e in parte da realizzarsi a ridosso della passeggiata a mare, della spiaggia, della foce del torrente Arzilla, nonché dell'attuale parcheggio sulla sponda destra del torrente.

Lo studio è stato effettuato seguendo le indicazioni contenute nel D.M. 14/01/2008 Cap. 6.12 e nella relativa Circ. LL.PP. 617/2009 cap. C6.12 (fattibilità di opere su grandi aree); è quindi finalizzato a fornire il supporto conoscitivo di base per i successivi e necessari approfondimenti mediante specifiche indagini puntuali e relazioni di dettaglio da predisporre a corredo della progettazione esecutiva dei singoli interventi edificatori previsti nell'area ST1_P02.

Con riferimento ai citati D.M. 14.01.08 e Circ. LL.PP. 617/09, lo scopo dello studio svolto è stato quello di valutare, alla scala dell'area d'intervento:

- le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrologiche e idrogeologiche dell'area;
- il modello geologico dell'area con la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici e delle proprietà intrinseche del sottosuolo;
- la caratterizzazione dell'area in termini di pericolosità geologica intrinseca per processi geodinamici interni ed esterni.

Lo studio svolto si avvale:

- di una indagine geologica svolta dallo studio Geocon nel Settembre 2000 per una proposta di Piano Particolareggiato sull'area ex Cif, attuale area "B", per la realizzazione di una struttura alberghiera per conto dell'Immobiliare Montorsi S.r.l. di Bologna; l'indagine è corredata di sondaggi;

- di una precedente indagine geologica eseguita sull'area "A" dell' "ex Hotel Vittoria" (Novembre 2001/Marzo 2002) dal Geol. Umberto Lenzi di Falconara (AN) in relazione a diversa previsione di progetto. L'indagine è corredata di sondaggi, di prove SPT in sito e prove di laboratorio.

Considerata l'attuale proposta e la vigente normativa sismica (NTC/2008) sono state previste ed eseguite ulteriori indagini geologiche sull'area "A" (n° 3 prove penetrometriche DPSH e una prova sismica MASW) ad integrazione di quelle già eseguite nel Novembre 2001 a supporto della relazione geologica del Marzo 2002. Le indagini integrative sono state effettuate nel Gennaio 2014.

In sintesi, le indagini eseguite dal Settembre 2000 al Gennaio 2014 risultano:

I Serie / Settembre 2000

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo di profondità massima 7 metri;

II Serie / Novembre 2001

- n° 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo di profondità massima 21.50 metri;
- n° 11 prove SPT in foro di sondaggio;
- n° 16 prove di penetrazione standard in foro (SPT);
- prelievo di n° 5 campioni indisturbati.

III Serie / Gennaio 2014

- n° 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n° 1 prova sismica MASW.

Lo studio geologico si compone di 4 specifici elaborati:

Elaborato 1:	Relazione e Allegati
Allegato 1.0	RELAZIONE
Allegato 1.1	COROGRAFIA I.G.M. 1:25.000
Allegato 1.2	CARTA TECNICA REGIONALE C.T.R. 1:10.000
Allegato 1.3	STRALCIO CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO (PAI)
Allegato 1.4	CARTA GEOLOGICA 1:10.000
Allegato 1.5	CARTA IDROGEOLOGICA 1:10.000



Allegato 1.6	CARTA GEOMORFOLOGICA E DELLE PERICOLOSITA' GEOLOGICHE E SISMICHE 1:5.000
Allegato 1.7	CARTA DELLA VULNERABILITA' DELLA FALDA 1:1.000
Allegato 1.8	CARTA PLANOALTIMETRICA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE 1:1.000
Allegato 1.9	SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE
Elaborato 2:	Bacino idrografico e sezioni idrologiche t. Arzilla
Elaborato 3A:	Tabulati verifiche idrologiche torrente Arzilla
Elaborato 3B:	Tabulati verifica liquefazione sismica
Elaborato 4:	Report Indagini
	Prove DPSH - Prova MASW - Sondaggi - Prove di laboratorio

2 - NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- **[1]** D.P.R. 380/01 e succ. integr. (Testo Unico per l'Edilizia);
- **[2]** Decreto Ministeriale 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni);
- **[3]** Circ. LL.PP. n° 617 del 2/2/09 (Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008);
- **[4]** Legge Regione Marche 33/84 (Norme per le costruzioni in zona sismica) e Circ. 14/15/16;
- **[5]** Piano Stralcio di Bacino per l'assetto idrogeologico dei bacini di rilievo regionale delle Marche (PAI) approvato con delibera di Consiglio Regionale della Regione Marche n° 116 del 21/01/2004;
- **[6]** L.R. 22/2011 - Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico e modifiche alle Leggi regionali 5 agosto 1992, n° 34 "Norme in materia urbanistica, paesaggistica e di assetto del territorio" e 8 ottobre 2009, n° 22 "Interventi della regione per il riavvio delle attività edilizie al fine di fronteggiare la crisi economica, difendere l'occupazione, migliorare la sicurezza degli edifici e promuovere tecniche di edilizia sostenibile";
- **[7]** L. R. 34/1992 - Norme in materia urbanistica, paesaggistica e di assetto del territorio;
- **[8]** Opcm n° 3519 del 28 aprile 2006 "criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone" pubblicata nella Gazzetta Ufficiale n° 108 dell'11 maggio 2006;
- **[9]** Inventario Fenomeni Franosi Marche – progetto I.F.F.I. Marche 2003;
- **[10]** Carta Geologica d'Italia – 1.100.000;
- **[11]** Regione Marche L.R. 14/2008 "Norme per l'edilizia sostenibile";
- **[12]** Comune di Fano – Piano Regolatore Comunale (P.R.G.) 2004;
- **[13]** Provincia di Pesaro e Urbino – Piano Territoriale di Coordinamento (P.T.C.) approvato con Delibera di C.P. n° 109 del 20/07/2000;
- **[14]** Relazione Geologica e Geotecnica - *Proposta di Piano Particolareggiato nell'area ex CIF per la realizzazione di una struttura alberghiera* (studio GEOCON – anno 2000);
- **[15]** Studio geognostico del terreno di fondazione – *Complesso edilizio a destinazione mista – Piazzale Amendola Fano* (Studio Geognostico – Lenzi Cavazzana associati – anno 2001);
- **[16]** Progetto esecutivo riduzione rischio idrologico-idraulico – torrente Arzilla – Provincia di Pesaro e Urbino (anno 2013).

3 - GEOMORFOLOGIA

L'area in oggetto è situata alla foce del torrente Arzilla fino ad interessare l'ambito urbanizzato della zona Lido della città di Fano.

Più precisamente l'intervento da realizzare è situato in una zona sub-pianeggiante, ad una distanza minima di 50 metri dal mare Adriatico e confinante con la foce del torrente Arzilla, a quote topografiche mediamente comprese fra 1.00 e 6.00 metri circa s.l.m..

Il torrente Arzilla scorre confinato in argini naturali nel tratto di interesse, ovvero quello a valle del ponte sulla SS16 e in argini talora artificiali (gabbionate) come nel tratto a monte del ponte stesso (Fig. 3a) realizzati per fronteggiare gli eventi di esondazione (quello più grave è risalente al Novembre 1979).



Fig. 3a – Argini artificiali lungo il torrente Arzilla

Date le condizioni geomorfologiche sub-pianeggianti dell'area e del suo intorno non sussistono pericoli per quanto concerne la stabilità dei terreni rispetto al rischio frana; ciò viene confermato anche dalla consultazione delle cartografie regionali del rischio ovvero le cartografie PAI e IFFI della Regione Marche, e dalle indagini fatte a corredo degli strumenti urbanistici del PRG.

Data la vicinanza dell'area di intervento "B" alla foce del torrente Arzilla, la stessa ricade in parte all'interno del perimetro di esondazione cartografato dal Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI) a rischio idrogeologico classificato di livello molto elevato (R4).

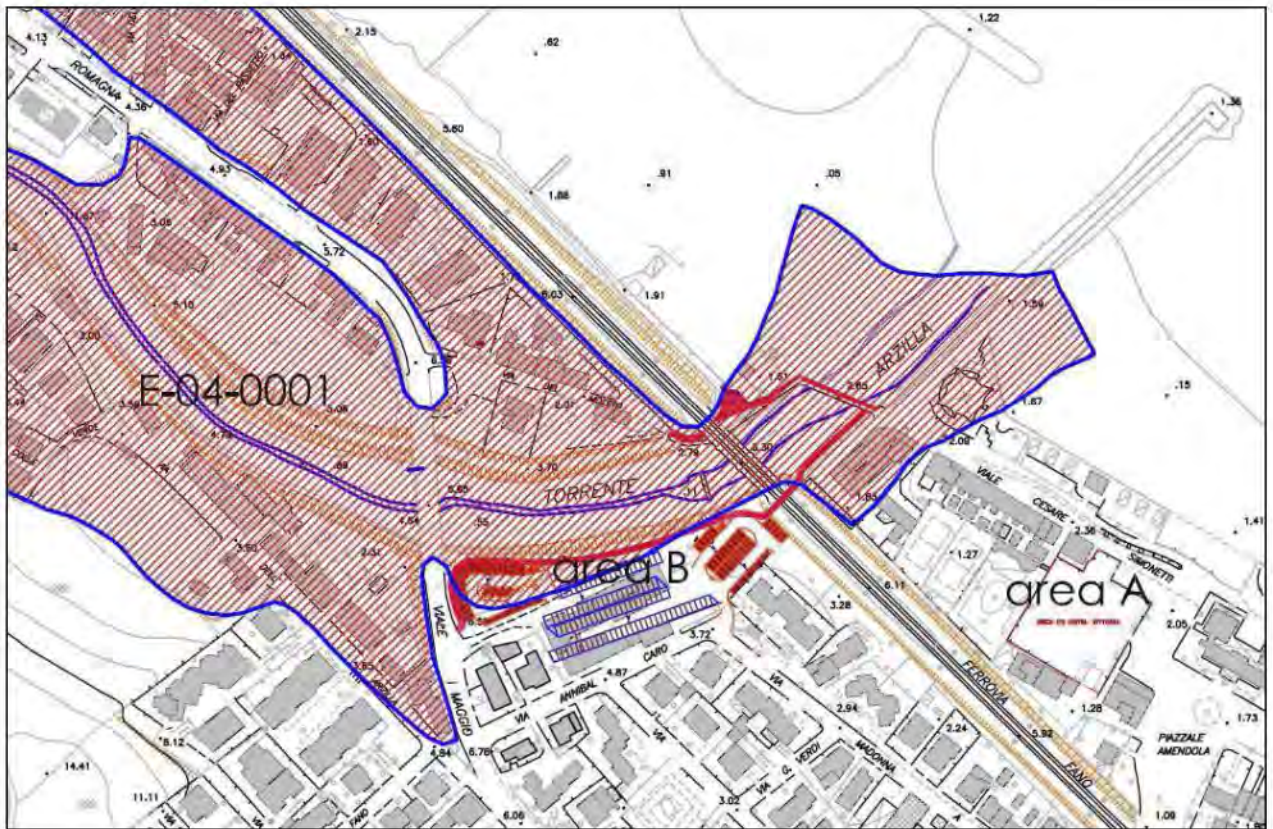


Fig. 3b – Ricostruzione cartografica PAI del rischio idrogeologico

La maggior concentrazione di opere di nuova realizzazione previste sull'area "B" sottende il tratto fluviale in sponde destra ricompreso fra il ponte sulla SS16 (Viale Romagna - Viale I° Maggio) e il ponte FF.SS.; in tale ambito sono infatti concentrati i parcheggi, l'area verde e la pista ciclabile lato parcheggio ex CIF. In tale area il torrente scorre incassato nei depositi alluvionali residuando argini con altezza al colmo generalmente più elevata in sponda destra rispetto alla sponda sinistra.

Con riferimento all'elaborato "Tav. 3 Stato di Progetto – Elaborato Plano-Altimetrico" (Arch. Maria Elena Pierini, Geom. Luciano Pierini) si riscontra infatti che il tratto fluviale fino al ponte FF.SS. posto immediatamente prima dello sfocio a mare presenta l'argine di sinistra mediamente ribassato di 0.50÷1.00 m rispetto al corrispondente tratto arginale di destra.

Da ciò si può dedurre che l'area primariamente esposta ai fenomeni di esondazione fluviale, conseguenti ad eventi di piena non sopportabili dalla attuale conformazione fluviale, è quella posta lungo l'argine sinistro dove si riscontra il punto più critico in



corrispondenza del taglio dell'argine all'altezza della pista ciclabile Pesaro-Fano a lato del ponte FF.SS. (Fig. 8.1.a).

4 - GEOLOGIA

L'area oggetto d'intervento è situata alla foce del torrente Arzilla fino ad interessare l'ambito urbanizzato della zona Lido della città di Fano. E' ubicata a quote mediamente comprese fra 1.00 e 6.00 metri circa s.l.m. su terreni sub-pianeggianti dei depositi alluvionali attuali e/o recenti del torrente Arzilla in transizione con i depositi litoranei.

I depositi della copertura alluvionale sono sostenuti da un sub-strato geologico impermeabile di natura argilloso-marnosa con intercalazioni sabbiose, di origine marina e depositato durante il Pliocene (Carta Geologica d'Italia F° 110). Nell'area di interesse i depositi della copertura alluvionale hanno spessori maggiori di 20 metri come desumibile dalle indagini geognostiche eseguite a corredo dello "Studio geognostico del terreno di fondazione" nell'area del previsto complesso turistico-alberghiero (Studio Geognostico Lenzi - Cavazzana & Associati - Anno 2002).

La litologia dei terreni alluvionali è generalmente costituita da sabbie, ghiaie e limi argillosi e/o sabbiosi variamente intercalati fra loro, talora anche in forma lenticolare; con riferimento alle indagini di cui sopra, la ricostruzione macroscopica del sottosuolo si caratterizza per la presenza di sedimenti granulari prevalentemente sabbioso-ghiaiosi nell'orizzonte fino a 6.00-7.00 metri p.c. e in quello compreso fra 11-18 metri p.c.; tali sedimenti si intercalano a litotipi limoso-argillosi, limoso sabbiosi e argillosi.

L'assetto litostratigrafico del sottosuolo configura quindi favorevoli condizioni per la circolazione idrica sotterranea all'interno dei sedimenti granulari sabbioso-ghiaiosi permeabili; l'area è infatti caratterizzata dalla presenza della falda freatica di sub-alveo con superficie piezometrica monitorata alla profondità di circa 0.90-1.80 metri p.c. all'epoca dello studio eseguito nel 2002 nell'area del complesso turistico-alberghiero e confermata nelle prove penetrometriche (DPSH) del Gennaio 2014.

L'area di intervento non ricade nell'ambito delle fasce di protezione dei pozzi comunali.



5 - IDROGRAFIA E IDROGEOLOGIA

L'idrografia superficiale è unicamente caratterizzata dall'asta fluviale del torrente Arzilla che lambisce l'area di intervento denominata "B" dove sono distribuite le opere di urbanizzazione e le opere c.d. migliorative (piste ciclabili, aree verdi, parcheggi, ecc.).

L'area "B" ricade in parte all'interno del perimetro di esondazione del torrente Arzilla definito dalla cartografia PAI del Rischio Idrogeologico della Regione Marche con grado di rischio R4; l'ambito ricostruito di tale rischio è riprodotto in stralcio nella figura 3.b (pag. 10).

Il torrente Arzilla scorre confinato in argini naturali nel tratto di interesse, ovvero quello a valle del ponte sulla SS16 e in argini talora artificiali (gabbionate) come nel tratto a monte del ponte stesso (Fig. 3a) realizzati per fronteggiare gli eventi di esondazione (quello più grave è risalente al Novembre 1979).

Per quanto riguarda l'idrologia sotterranea si precisa che nell'area "B" (parcheggi) è presente una falda idrica il cui livello statico, rispetto all'attuale piano campagna, è stato rinvenuto nell'indagine del Settembre 2000 ad una profondità variabile da m 3.00 in S5 a m 5.40 in S1. Nell'area "A" invece la falda freatica è stata rinvenuta e monitorata nell'indagine del Febbraio/Marzo 2002 e confermata nelle prove penetrometriche del 3 Gennaio 2014 ad una profondità oscillante da m 0.90 a m 1.80 p.c..

Ovviamente, oscillazioni anche marcate, periodiche, stagionali e/o cicliche del livello di falda sono sempre possibili al variare delle condizioni meteo-climatiche e delle maree data la vicinanza al mare.

Sotto l'aspetto della qualità ambientale il tratto terminale del torrente Arzilla si caratterizza per un basso valore ecologico (Fonte PTA Regione Marche) e per una scadente qualità delle acque superficiali (Fonte PTA Regione Marche - stato ambientale riferito al 2005) .

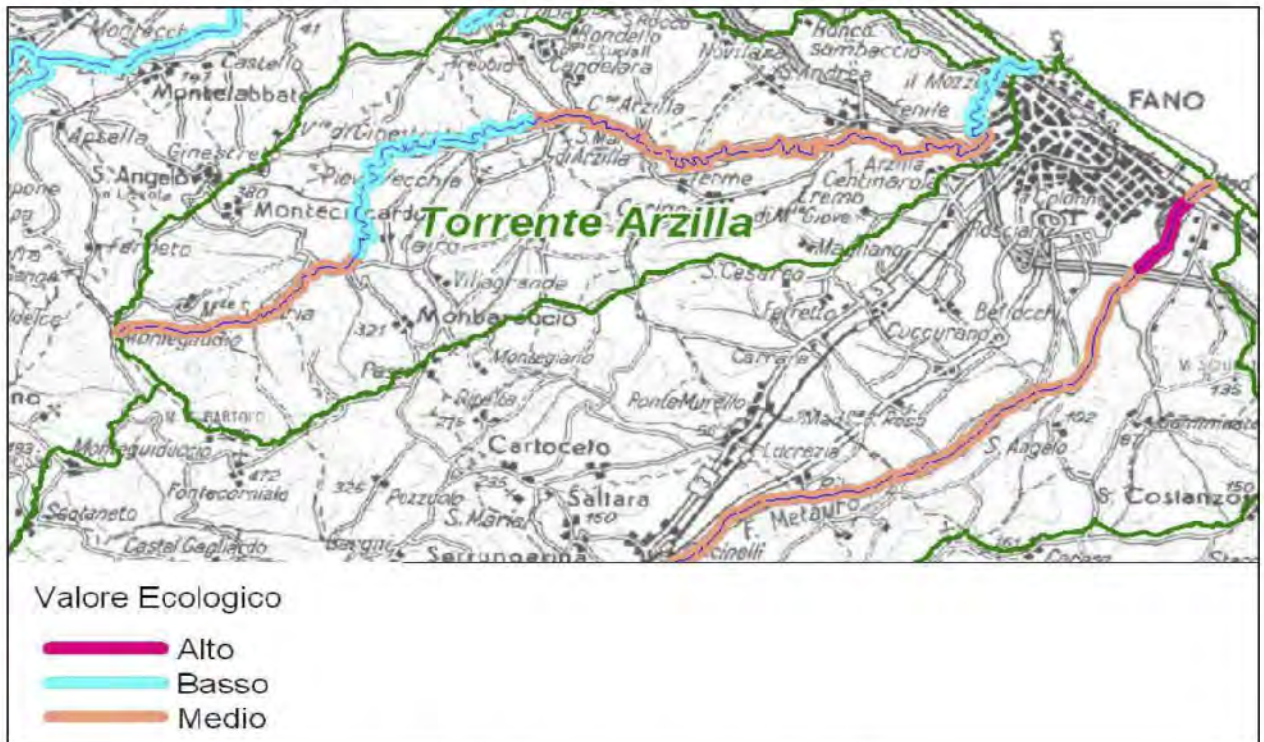


Fig. 5.a - Stralcio PTA - valore ecologico

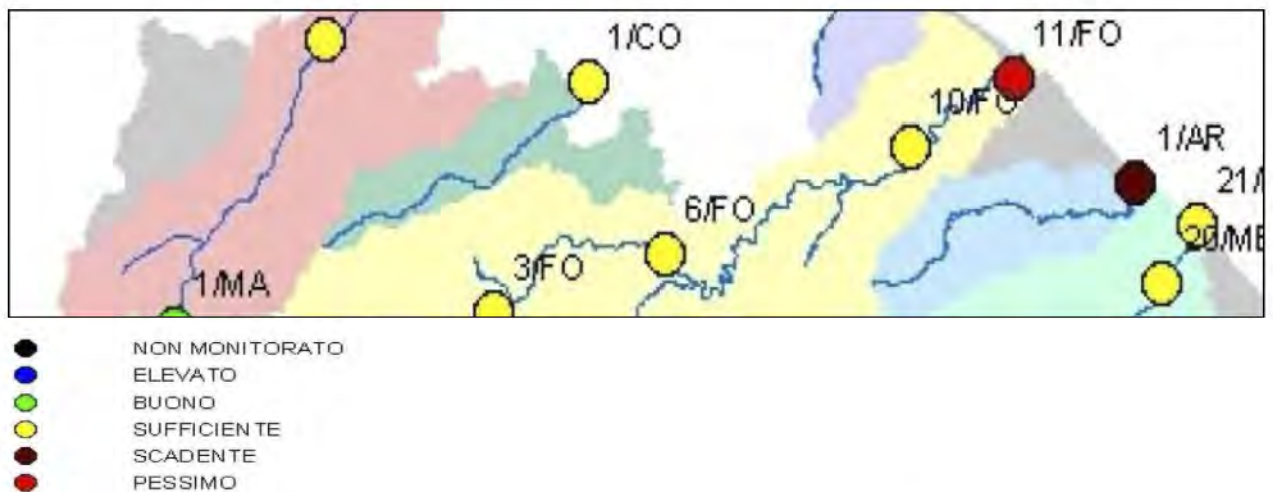


Fig. 5.b - Stralcio PTA - qualità acque superficiali



Al fine di fornire una stima del grado di vulnerabilità della falda nell'area di interesse è stato adottato il metodo di valutazione intrinseca **G.O.D.** – *Groundwater occurrence, Overall lithology of aquifer, Depth to groundwater table or strike* (Foster e Hirata, 1987).

Si tratta di un metodo di valutazione parametrica semi-quantitativa basato sull'utilizzo di seguenti 3 parametri:

- parametro **G** tipologia della falda,
- parametro **O** tipo di acquifero,
- parametro **D** soggiacenza della falda.
-

Ai suddetti parametri viene attribuito uno specifico punteggio come da Fig. 5.c.

Per quanto riguarda il parametro G è stato assunto il valore più penalizzante pari a $G = 1$ tipico di falde a pelo libero; si assume tale valore in considerazione del fatto che l'acquifero, con falda decisamente superficiale, non può considerarsi come un acquifero confinato. Il parametro O è stato assunto pari a 0.70 in ragione del fatto che si tratta di depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi. A riguardo della soggiacenza della falda, il parametro D è stato assunto pari a 1.0 per l'area "A" e pari a 0.9 per l'area "B" in ragione del fatto che il livello è stato riscontrato a quote di - 0.90 a - 1.80 metri p.c. nell'area "A" e a quote di - 3.00 a - 5.40 metri nell'area "B". L'interazione dei tre parametri stima un grado di vulnerabilità $V = 0.63-0.70$ tipico di aree con grado di vulnerabilità definito dal metodo G.O.D. "alto". Detto ciò va tuttavia evidenziato che la falda in questione, risultando decisamente superficiale, non riveste caratteri interessanti ai fini idropotabili.

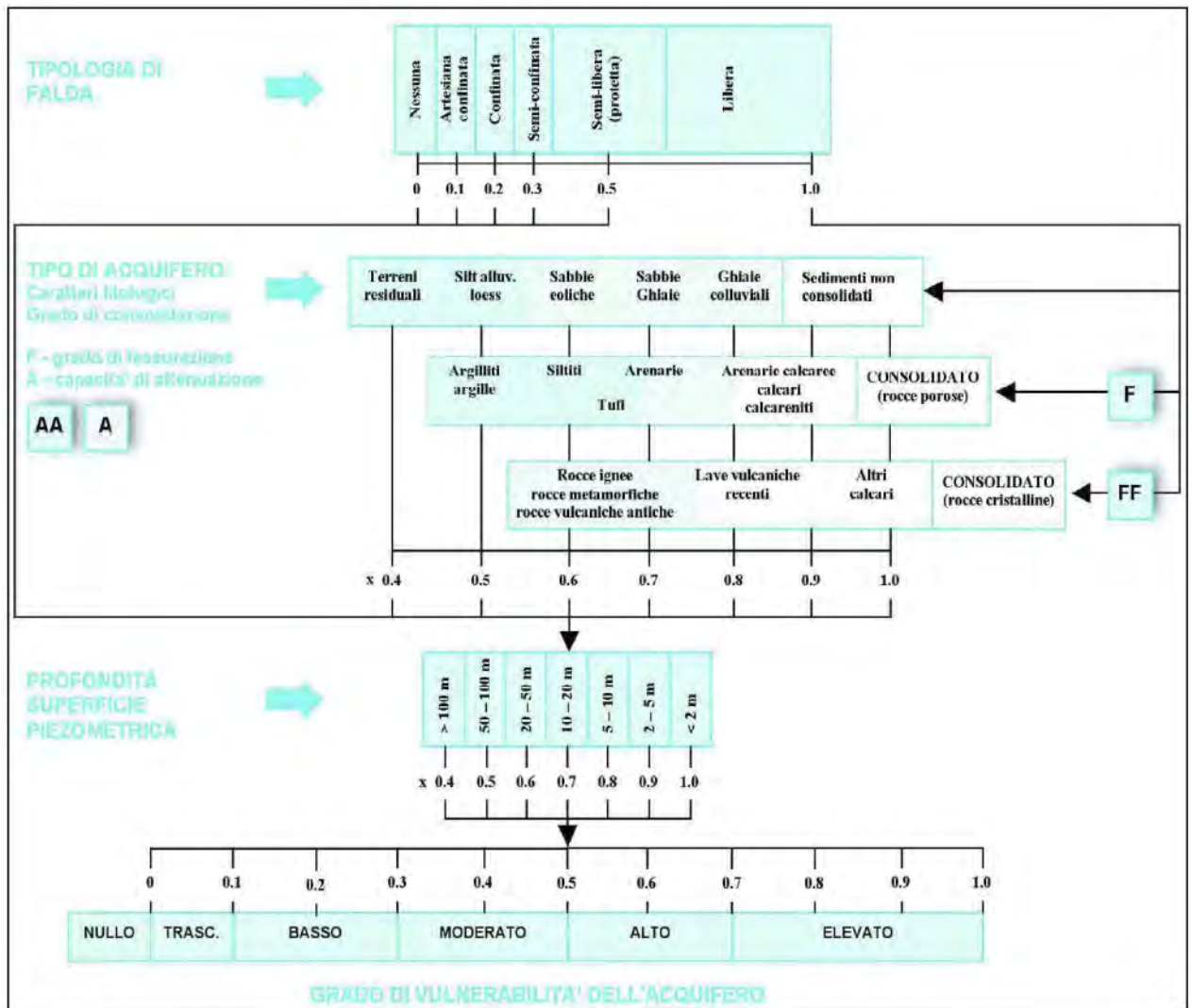


Fig. 5.c - Metodo G.O.D. per la stima della vulnerabilità della falda



6 - INDAGINI GEOLOGICHE

Le indagini eseguite a più riprese e ubicate sulla planimetria allegata risultano essere:

I Serie / Settembre 2000

- n° 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo di profondità massima 7 metri;

II Serie / Novembre 2001

- n° 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo di profondità massima 21.50 metri;
- n° 11 prove SPT in foro di sondaggio;
- n° 16 prove di penetrazione standard in foro (SPT);
- prelievo di n° 5 campioni indisturbati.

III Serie / Gennaio 2014

- n° 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH;
- n° 1 prova sismica MASW.

6.1 - Sondaggi stratigrafici e prove SPT in foro

Sondaggi

I sondaggi eseguiti interessano sia l'area "A" che l'area "B"; sono ubicati su terreni sub-pianeggianti costituiti dai depositi alluvionali attuali e/o recenti del torrente Arzilla in transizione con i depositi litoranei.

Area "B" : i sondaggi sono stati eseguiti il 02/08/2000 a carotaggio continuo con trivella tipo Trivelsonda e carotiere di diametro $D = 220$ mm; sono identificati con le sigle S1, S2, S3, S4, S5, S6, e S7 (color magenta) sulla carta planoaltimetrica in allegato. Nella tabella che segue è esposta la descrizione sintetica; le stratigrafie complete sono riportate in allegato.



Tab. 6.1.1

SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S1	0.00 – 1.80	Riporto antropico
	1.80 – 2.60	Sabbia gialla poco addensata (deposito alluvionale)
	2.60 – 7.00	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S2	0.00 – 1.80	Riporto antropico
	1.80 – 6.00	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S3	0.00 – 0.70	Riporto antropico
	0.70 – 1.90	Sabbia gialla poco addensata (deposito alluvionale)
	1.90 – 6.00	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S4	0.00 – 1.90	Riporto antropico
	1.90 – 2.60	Limi e limi sabbiosi un poco plastici (deposito alluvionale)
	2.60 – 6.00	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S5	0.00 – 2.80	Riporto antropico
	2.80 – 6.50	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (Deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S6	0.00 – 2.40	Riporto antropico
	2.40 – 6.00	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (Deposito alluvionale)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S7	0.00 – 1.60	Riporto antropico
	1.60 – 3.00	Sabbia gialla poco addensata (Deposito alluvionale)
	3.00 – 6.50	Ghiaie talora con lenti di sabbie e sabbie limose (Deposito alluvionale)

E' stata rinvenuta presenza d'acqua ad una profondità variabile da m 3.00 in S5 a m 5.40 in S1; non è stata intercetta nei sondaggi n° 2 e n° 3.

Area "A" : i sondaggi sono stati eseguiti nei giorni 27, 28, 29 e 30 Novembre 2001, a rotazione e a carotaggio continuo con carotiere di diametro D = 110 mm; sono state eseguite n° 16 prove di penetrazione standard in foro (SPT) e prelevati n° 5 campioni indisturbati; sono identificati con le sigle S1, S2, S3 e S4 (color rosso) sulla carta planoaltimetrica in allegato. Nella tabella che segue è esposta la descrizione sintetica; le stratigrafie complete di documentazione fotografica sono riportate in allegato.

Tab. 6.1.2

SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S1	0.00 – 0.60	Riporto
	0.60 – 1.00	Terreno vegetale
	1.00 – 4.00	Ghiaie e sabbie (Depositi litorali)
	4.00 – 4.50	Sabbie (Depositi litorali)
	4.50 – 5.80	Sabbie con livelli di ghiaia (Depositi litorali)
	5.80 – 10.90	Limi argillosi (Depositi litorali)
	10.90 – 17.80	Ghiaie (Depositi litorali)
	17.80 – 20.00	Argille (Depositi litorali)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S2	0.00 – 0.60	Riporto
	0.60 – 1.00	Terreno vegetale
	1.00 – 2.40	Sabbie (Depositi litorali)
	2.40 – 3.00	Ghiaie e sabbie (Depositi litorali)
	3.00 – 4.00	Sabbie (Depositi litorali)
	4.00 – 4.50	Ghiaie e sabbie (Depositi litorali)
	4.50 – 5.00	Sabbie (Depositi litorali)
	5.00 – 6.50	Ghiaie e sabbie (Depositi litorali)
	6.50 – 7.30	Sabbie con livelletti di ghiaie (Depositi litorali)
	7.30 – 9.10	Limi argillosi (Depositi litorali)
	9.10 – 10.40	Limi sabbiosi (Depositi litorali)
	10.40 – 11.40	Limi argillosi (Depositi litorali)
	11.40 – 18.00	Ghiaie (Depositi litorali)
	18.00 – 20.00	Argille (Depositi litorali)
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S3	0.00 – 0.60	Riporto
	0.60 – 1.50	Terreno vegetale

	1.50 – 2.50	Ghiaie (Depositi litorali)
	2.50 – 5.20	Sabbie gialle (Depositi litorali)
	5.20 – 6.40	Sabbie grigie (Depositi litorali)
	6.40 – 6.80	Ghiaie (Depositi litorali)
	6.80 – 9.40	Limi argillosi (Depositi litorali)
	9.40 – 10.40	Limi sabbiosi (Depositi litorali)
	10.40 – 11.00	Limi argillosi (Depositi litorali)
	11.00 – 18.10	Ghiaie (Depositi litorali)
	18.10 – 19.40	Limi argillosi (Depositi litorali)
	19.40 – 21.50	Argille grigie
SONDAGGIO	PROFONDITA' m	DESCRIZIONE
S4	0.00 – 1.50	Riporto
	1.50 – 3.00	Ghiaie e sabbie (Depositi litorali)
	3.00 – 6.70	Sabbie con livelletti di ghiaia (Depositi litorali)
	6.70 – 9.00	Limi argillosi (Depositi litorali)

E' stata rinvenuta la presenza di una falda idrica a profondità variabile da m 0.90 in S1 a m 1.80 in S4.

Prove SPT in foro di sondaggio

Nel corso delle perforazioni di sondaggio nell'area "A" sono state eseguite prove SPT alle profondità e con i risultati indicati nella tabella sottostante.

Tab. 6.1.3

SONDAGGIO	PROVA SPT (Prof. m)	NSPT	Class. AGI 1977 – fig. 6.1.5
S1	3.10	21	Mod. Addensato
	4.60	24	Mod. Addensato
	12.00	72	Molto addensato
	15.00	RIFIUTO	Molto addensato
S2	3.00	76	Molto addensato
	5.00	41	Addensato
	12.00	69	Molto addensato
	15.00	65	Molto addensato
	17.00	74	Molto addensato
S3	8.00	21	Molto consistente
	12.00	57	Molto addensato
	13.50	RIFIUTO	Molto addensato
	16.50	RIFIUTO	Molto addensato
S4	3.00	25	Mod. Addensato
	4.50	32	Mod. Addensato
	6.20	27	Mod. Addensato

I risultati delle prove, riferiti alla classificazione di cui alle Racc. AGI 1977 (Fig. 6.1.5) evidenziano terreni moderatamente addensati nelle porzioni sabbiose e/o sabbioso ghiaiose di tetto e terreni molto addensati nelle ghiaie abbancate dalla profondità di 10.90-11.40 metri p.c. fino a 17.80-18.10 metri p.c..

La prova SPT consiste nel fare penetrare il campionatore (Fig. 6.1.4) posato al fondo foro per tre tratti successivi di 15 cm registrando ogni volta il numero dei colpi necessari (N_1, N_2, N_3). Con il primo tratto di 15 cm si supera la zona di terreno rimaneggiato in fase di perforazione. Nel caso di un terreno molto addensato con $N_1 = 50$ ed avanzamento minore di 15 cm, si sospende l'infissione e si conclude la prova (Racc. AGI 1977) con annotazione della relativa penetrazione.

Il parametro caratteristico della prova che esprime il numero di colpi caratteristico per 30 cm utili di perforazione, a prescindere dai casi particolari di rifiuto, è:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

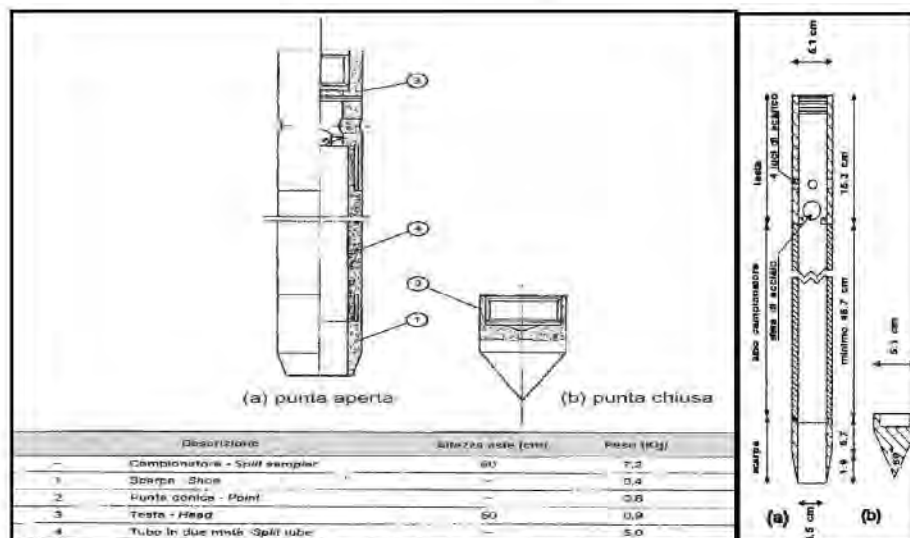


Fig. 6.1.4 – Prova SPT / Campionatore a punta aperta (a) - a punta chiusa (b)



SABBIE	NSPT	STATO DI ADDENSAMENTO – RACC. AGI 1977
	0 – 4	sciolto
	4 – 10	poco addensato
	10 – 30	moderatamente addensato
	30 – 50	addensato
	> 50	molto addensato
ARGILLE	NSPT	STATO DI CONSISTENZA – RACC. AGI 1977
	< 2	privo di consistenza
	2 - 4	poco consistente (molle)
	4 – 8	moderatamente consistente
	8 – 15	consistente
	15- 30	molto consistente
> 30	estremamente consistente (duro)	

Fig. 6.1.5 - Classificazione orientativa dei terreni (Racc. AGI 1977)

6.2 - Prove di laboratorio

Nel Novembre 2001 sono stati prelevati, nei sondaggi eseguiti nell'area "A", n° 5 campioni di terreno sui quali sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio:

- n° 5 determinazioni del peso di volume;
- n° 5 prove di resistenza ad espansione laterale libera;
- n° 4 prove edometriche;
- n° 4 prove di taglio diretto.

I campioni sono riferibili ai terreni limoso-argillosi prelevati alle seguenti profondità:

- Sond. 1 campione prof. m 10.20-10.80
- Sond. 2 campione prof. m 11.00-11.40
- Sond. 3 campione prof. m 10.40-10.90
- Sond. 3 campione prof. m 20.30-20.60
- Sond. 4 campione prof. m 8.10-8.60

I certificati di prova sono riportati nell'Elaborato 4 - Report indagini.

6.3 - Prova Sismica MASW

Per le finalità previste dalla vigente normativa sismica e fornire indicazioni relative alla classificazione del sottosuolo è stata eseguita una prova sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) con stendimenti ubicati sull'area "A"; il tutto come da carta planoaltimetrica allegata.

La prima prova MASW è stata eseguita con la III serie delle indagini 2014, più precisamente il 3 Gennaio 2014 nell'area "A" (Fig. 6.3.1).

La metodologia di prova consente di ricavare la velocità delle onde di Taglio V_s mediante misure delle onde superficiali in corrispondenza di geofoni posti sulla superficie del terreno lungo uno stendimento. Il metodo utilizzato è quello attivo ovvero con misura delle onde generate in un punto della superficie del suolo. E' stato utilizzato uno stendimento lineare di 46 metri utilizzando 24 geofoni a 4.5 Hz equidistanti 2.00 metri.

Nelle figure che seguono si riportano l'ubicazione delle prove e i profili delle V_s fino a 30 metri di profondità. L'elaborato completo è riprodotto nell'Elaborato 4.



Fig. 6.3.1 prova MASW sull'area "A"

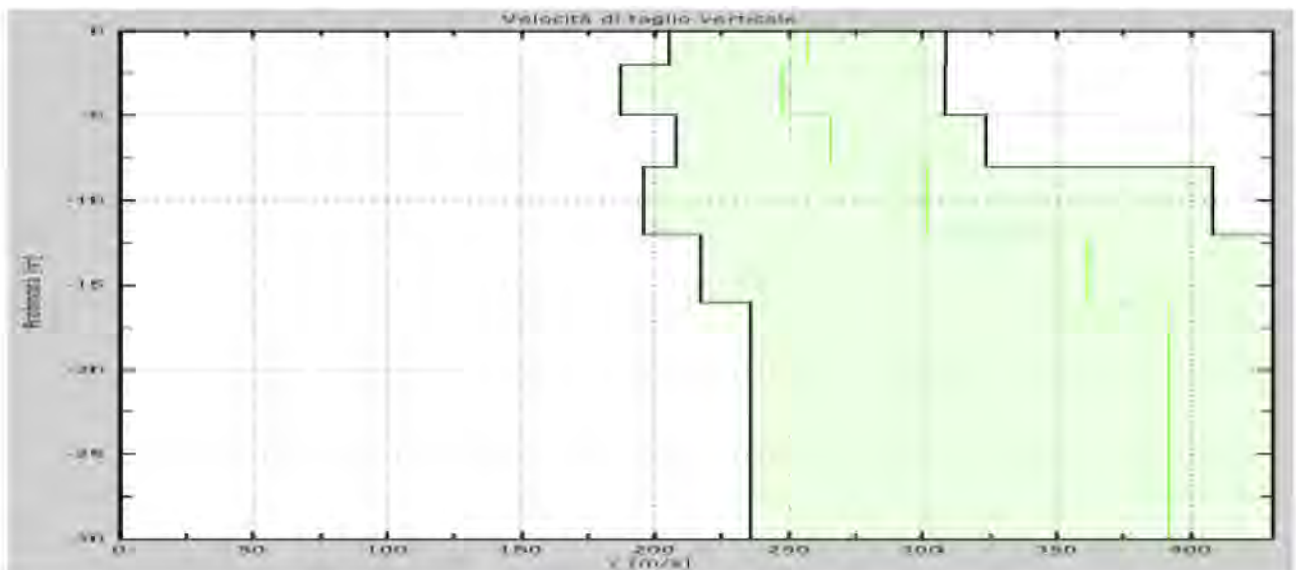


Figura 5: Velocità (Verde)

Fig. 6.3.2 profilo Vs - prova MASW sull'area "A"

L'andamento delle onde sismiche di taglio Vs in profondità, associato alle diverse litologie riscontrabili nei punti di indagine a partire dal p.c. attuale, consente le seguenti considerazioni:

- L'area di fondovalle alluvionale in corrispondenza della prevista edificazione (area "A") è rappresentata da una sequenza di terreni caratterizzati da una velocità delle onde sismiche di taglio dell'ordine di $V_s = 200-400$ m/sec; il profilo evidenzia contrasti di impedenza associabili a possibili effetti di amplificazione locale; il valore V_{s30} della velocità equivalente delle onde di taglio dedotto a partire dal p.c. attuale fino a 30 m di profondità è risultato dell'ordine di **328 m/sec** e quindi tale da associare preliminarmente il terreno alla categoria di **suolo "C"** per le applicazioni previste dalle NTC/2008.

6.4 - Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH

Sull'area "A" sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche dinamiche DPSH in data 3 Gennaio 2014 utilizzando un penetrometro PAGANI TG 63-(200 KN) avente le seguenti caratteristiche tecniche principali:

Rif. Norme	DIN 4094	
Peso Massa battente	63,5	Kg
Altezza di caduta libera	0,75	m
Peso sistema di battuta	8	Kg
Diametro punta conica	50,46	mm
Area di base punta	20	cm ²
Lunghezza delle aste	1	m
Peso aste a metro	6,3	Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80	m
Avanzamento punta	0,20	m
Numero colpi per punta	N(20)	
Coeff. Correlazione	1,504	
Rivestimento/fanghi	No	
Angolo di apertura punta	90°	

Le prove sono ubicate sulla allegata planimetria delle indagini; i grafici con i valori di resistenza specifica sono esposti nell'Elaborato 4; il coeff. di correlazione (così come fornito dalla ditta esecutrice) che consente di determinare il valore N_{SPT} dal valore N20 (numero di colpi per avanzamento di cm 20 della punta) della prova continua DPSH è pari a 1.5. Nelle figure che seguono si riportano l'ubicazione e il grafico comparato delle prove DPSH.



Fig.6.4.1 – Ubicazione prova DPSH 1 – Area "A"



Fig.6.4.2 – Ubicazione prova DPSH 2 – Area "A"



Fig.6.4.3 – Ubicazione prova DPSH 3 – Area "A"

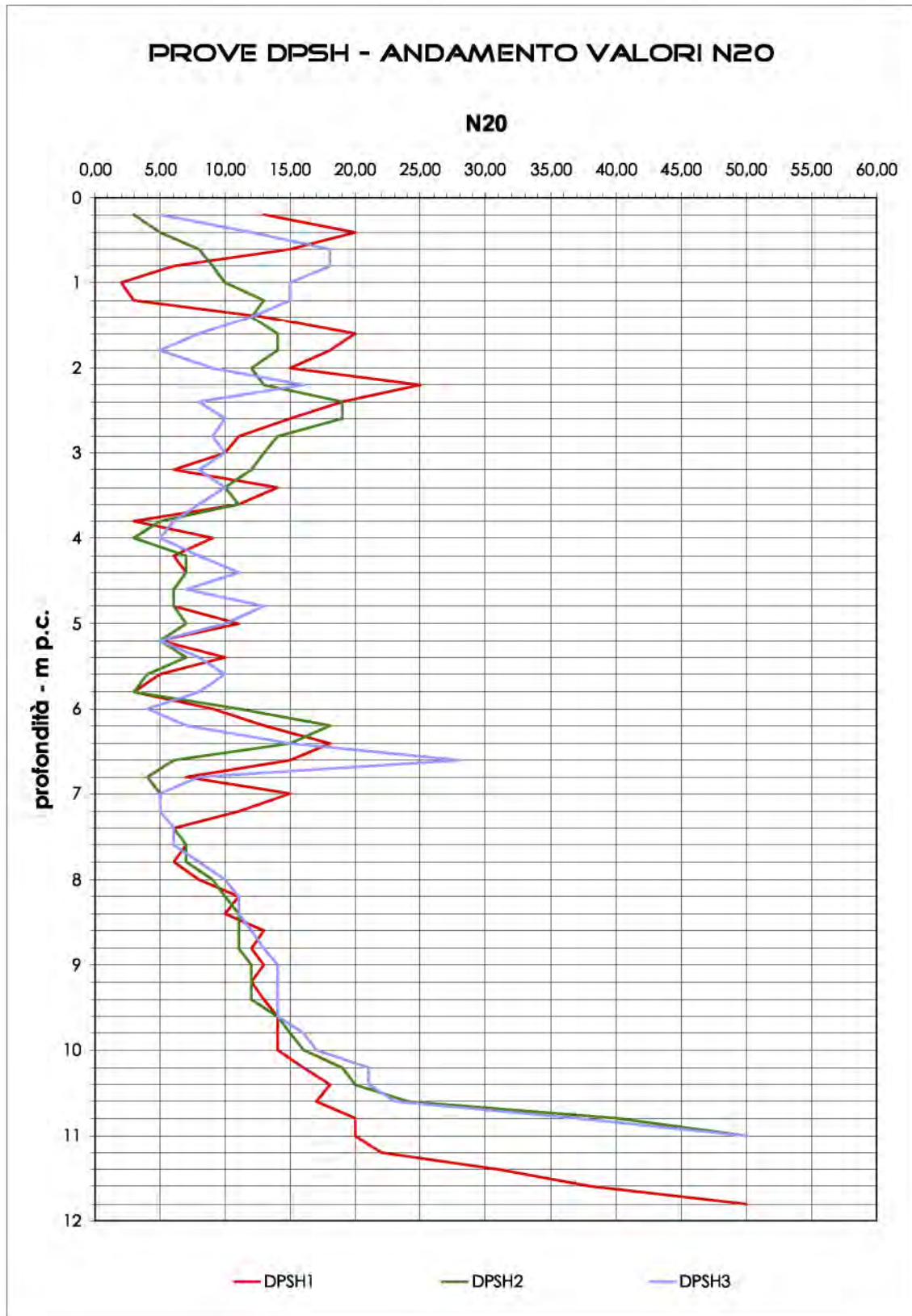


Fig.6.4.4 - Grafico comparato prove DPSH1/2/3 - Area "A"



I risultati delle prove DPSH consentono le seguenti considerazioni:

- l'andamento comparato delle 3 verticali DPSH evidenzia una buona omogeneità laterale nel deposito fino alle profondità indagate ovvero circa 11.00 – 11.80 metri p.c. (fine prova – rifiuto);
- in generale si osserva un aumento delle resistenze con l'aumentare delle profondità secondo una tendenza pressoché normale laddove, a terreni generalmente meno addensati posti al tetto, seguono in profondità, terreni più addensati. In particolare, i terreni meno addensati posti al tetto si caratterizzano per valori frequentemente ricompresi fra $N_{20} = 5-10$, a tratti $N_{20} = 10-20$, associabili a terreni con valori $N_{SPT} = 7.5-30$ ovvero a terreni da poco addensati a moderatamente addensati (Classificazione AGI 1977). Dalla profondità di 10.60-11.20 metri p.c. i terreni hanno mostrato valori NSPT correlati ai valori N_{20} dell'ordine di $N_{SPT} = 50-75$ riferibili a terreni molto addensati. Tali profondità sono favorevolmente correlabili alle ghiaie molto addensate abbancate da 10.90-11.40 metri p.c. fino a 17.80-18.10 metri p.c. nei sondaggi S1-S2-S3 del 2001.

7 - MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO

Dalle indagini svolte l'area di intervento può essere sostanzialmente caratterizzata da un modello geologico costituito da 5 orizzonti stratigrafici; tali orizzonti, che consentono di differenziare a livello macroscopico la composizione litologica del sottosuolo, sono così schematizzati:

- Orizzonte **R** Riporto antropico e/o terreno vegetale
- Orizzonte **S-G** Sabbie e ghiaie variamente intercalate
- Orizzonte **LA-LS** Limi argillosi, limi sabbiosi
- Orizzonte **G** Ghiaie in matrice limoso-sabbiosa
- Orizzonte **A** Argille grigie

Gli orizzonti sono riferibili all'unità geologica della copertura alluvionale e litoranea con riporto antropico e/o terreno vegetale al tetto.

Il modello è stato ricostruito sulla base dei risultati delle indagini puntuali eseguite; deve pertanto essere debitamente verificato e integrato sia con le indagini già previste e non ancora realizzate per il piano attuativo, che con indagini di dettaglio a corredo dei progetti esecutivi dei fabbricati. Ciò anche in relazione alla possibili variazioni litologiche, stratigrafiche e idrogeologiche, stante l'eterogeneità che può caratterizzare i depositi alluvionali. La ricostruzione del modello geologico è rappresentata nelle seguenti sezioni riportate nell'allegato 1.9:

AREA "A"

- Sez. C-C' (sud-est – nord-ovest)
- Sez. D-D' (sud-ovest – nord-est)

AREA "B"

- Sez. A-A' (sud-ovest – nord-est)
- Sez. B-B' (sud-est – nord-ovest)



Orizzonte "R" Riporto antropico e/o terreno vegetale

Si rinviene in tutti i sondaggi eseguiti, sia in quelli all'interno dell'area "A" (sondaggi S1-S2-S3 e S4 - color rosso) che in quelli all'interno dell'area "B" (sondaggi S1-S2-S3-S4-S5-S6 e S7 - color magenta); all'interno dell'area "A" si riscontra dal p.c. attuale fino a - 1.00 m (S1 e S2) e fino a - 1.50 m (S3 e S4) di profondità, mentre nell'area "B" sempre dal p.c. fino ad una profondità variabile da m 0.70 in S3 a m 2.80 in S5. Si tratta dello strato più superficiale di natura vegetale e/o detritica.

Orizzonte "S-G" Sabbie e ghiaie variamente intercalate

Rappresenta l'orizzonte posto al di sotto del riporto antropico e/o terreno vegetale, ovvero il tetto del deposito alluvionale/litoraneo; si rinviene in tutti i sondaggi eseguiti sull'area "A" e nei sondaggi n° 1, 3 e 7 dell'area "B". Sull'area "A" è generalmente costituito da sabbie e ghiaie variamente intercalate con la frazione sabbiosa che in corrispondenza di alcune verticali di prova (S3) raggiunge spessori predominanti (circa 3.90 m). Sull'area "B" è prevalentemente costituito da sabbie e sabbie limose. Lo spessore è dell'ordine di m 1.00 nell'area "B" e di circa m 5.00 nell'area "A". Si tratta di terreni a comportamento incoerente che hanno mostrato valori NSPT disomogenei fra quelli direttamente ricavati dalle prove in foro di sondaggio e quelli dedotti dalle prove penetrometriche DPSH; I valori N_{SPT} riscontrati con le prove STP in foro (area A) sono associabili a terreni moderatamente addensati ($N_{SPT} = 21-27$) localmente addensati ($N_{SPT}=32-41$). I valori N_{SPT} dedotti dalle prove DPSH sono risultati mediamente più conservativi e prevalentemente dell'ordine di $N_{SPT} = 7.5-20.0$ (localmente $N_{SPT}=20-30$ e talora $N_{SPT}=4.5$) associabili a terreni incoerenti da scarsamente addensati a moderatamente addensati.

Orizzonte "LA-LS" Limi argillosi, limi sabbiosi

Rappresenta l'orizzonte posto al di sotto delle sabbie e ghiaie variamente intercalate (S-G); si rinviene in tutti i sondaggi eseguiti sull'area "A" e solo nel sondaggio n° 4 dell'area "B"; quindi nell'area "B" si tratta di una modesta lente. Sull'area "A" è generalmente costituito da limi argillosi prevalentemente di colore



grigio scuro e limi sabbiosi da grigi a gialli. Sull'area "B", la lente, è costituita da limi e limi sabbiosi giallastro scuri con "calcinelli", un poco plastici. Lo spessore è dell'ordine di m 0.70 nell'area "B" e di m 4.00-5.00 nell'area "A" dove a porzioni più marcatamente limoso-argillose riscontrate nel sondaggio S1 si contrappongono alternanze di livelli limoso-argillosi e livelli limoso-sabbiosi nei sondaggi S2 e S3. I valori N_{SPT} dedotti dalle prove DPSH sull'area A sono mediamente dell'ordine di $N_{SPT} = 7.5-25.0$ associabili a terreni limoso-argillosi da moderatamente consistenti a molto consistenti e/o limoso-sabbiosi da poco addensati a moderatamente addensati; alla base si riscontrano passaggi decimetrici con $N_{SPT} = 30-35$. Le prove di laboratorio del 2001 eseguite sui terreni limoso-argillosi alle profondità di prelievo variabili da 8.10 a 11.40 m p.c. hanno riscontrato valori della resistenza alla compressione monoassiale (prova E.L.L.) dell'ordine di $q_u = 249-326 \text{ KN/m}^2$ ($2.5-3.3 \text{ Kg/cm}^2$) riconducibili a terreni consistenti - molto consistenti.

Orizzonte "G" Ghiaie in matrice limoso-sabbiosa

Questo litotipo lo si rinviene in tutti i sondaggi eseguiti sull'area "B" e nei sondaggi n° 1, n° 2 e n° 3 dell'area "A". Nell'area "B" le ghiaie sono intercalate da lenti di sabbie e sabbie limose di modesto spessore. Sull'area "A" non sono state invece intercettate lenti di materiali fini. Gli spessori rinvenuti sono dell'ordine di m 6.60-7.10 nell'area "A" dove lo strato ghiaioso si riscontra fino a 17.80-18.10 metri p.c.. I valori N_{SPT} riscontrati con le prove SPT in foro (area A) e quelli dedotti dalle prove DPSH sono associabili a terreni molto addensati ($N_{SPT} = 50-75$). Nell'area "B" dove i sondaggi sono meno profondi lo strato si rinviene con spessori almeno pari a 3.40 metri (S4) e 4.40 metri (S1).

Orizzonte "A" Argille grigie

Questo litotipo lo si rinviene solo nei sondaggi più profondi, e cioè in S1, S2 e S3 dell'area "A", al di sotto delle ghiaie e fino al termine delle perforazioni (circa 20.00-21.50 metri). Le prove di laboratorio del 2001 eseguite sul terreno alla profondità di prelievo di 20.30 m p.c. hanno riscontrato un valore della resistenza alla compressione monoassiale (prova E.L.L.) $q_u = 433 \text{ KN/m}^2$ (4.4 Kg/cm^2) riconducibile a terreni molto consistenti - duri.



8 - PERICOLOSITA' GEOLOGICA

8.1 - PERICOLOSITA' IDROGEOLOGICA

L'area in oggetto è situata alla foce del torrente Arzilla fino ad interessare l'ambito urbanizzato della zona Lido della città di Fano.

Più precisamente l'intervento da realizzare è situato in una zona sub-pianeggiante, ad una distanza minima di 50 metri dal mare Adriatico e confinante con la foce del torrente Arzilla, a quote topografiche mediamente comprese fra 1.00 e 6.00 metri circa s.l.m..

Stante il contesto geomorfologico dell'area i fattori della pericolosità idrogeologica sono sostanzialmente connessi all'esondazione fluviale del torrente Arzilla.

Infatti, date le condizioni geomorfologiche sub-pianeggianti dell'area e del suo intorno, non sussistono pericoli per quanto concerne la pericolosità connessa al rischio frana; ciò viene confermato anche dalla consultazione delle cartografie regionali del rischio ovvero le cartografie PAI e IFFI della Regione Marche, e dalle indagini fatte a corredo degli strumenti urbanistici del PRG.

In merito alla pericolosità connessa all'esondazione fluviale del torrente Arzilla si precisa che esso scorre confinato in argini naturali nel tratto di interesse, ovvero quello a valle del ponte sulla SS16 e in argini talora artificiali (gabbionate) come nel tratto a monte del ponte stesso (Fig. 3a - cap. 3) realizzati per fronteggiare gli eventi di esondazione (quello più grave è risalente al Novembre 1979).

Data la vicinanza dell'area di intervento "B" alla foce del torrente Arzilla, la stessa ricade in parte all'interno del perimetro di esondazione cartografato dal Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI) a rischio idrogeologico classificato di livello R4 "molto elevato" (Fig. 3b - cap. 3).

La maggior concentrazione di opere di nuova realizzazione previste sull'area "B" sottende il tratto fluviale in sponde destra ricompreso fra il ponte sulla SS16 (Viale Romagna - Viale I° Maggio) e il ponte FF.SS.; in tale ambito sono infatti concentrati i parcheggi, l'area verde e la pista ciclabile lato parcheggio ex CIF. In tale area il

torrente scorre incassato nei depositi alluvionali residuando argini con altezza al colmo generalmente più elevata in sponda destra rispetto alla sponda sinistra. Con riferimento all'elaborato "Tav. 3 Stato di Progetto - Elaborato Plano-Altmetrico" (Arch. Maria Elena Pierini, Geom. Luciano Pierini) si riscontra infatti che il tratto fluviale fino al ponte FF.SS. posto immediatamente prima dello sfocio a mare presenta l'argine di sinistra mediamente ribassato di 0.50÷1.00 metri rispetto al corrispondente tratto arginale di destra. Da ciò si può dedurre che l'area primariamente esposta ai fenomeni di esondazione fluviale, conseguenti ad eventi di piena non sopportabili dalla attuale conformazione fluviale, è quella posta lungo l'argine sinistro dove si riscontra il punto più critico in corrispondenza del taglio dell'argine all'altezza della pista ciclabile Pesaro-Fano a lato del ponte FF.SS. come da figura 8.1.a.



Fig. 8.1.a - Torrente Arzilla - argine sinistro a ridosso del ponte FF.SS.

Per sopperire a tale criticità è stato predisposto (anno 2013) dalla Provincia di Pesaro e Urbino un progetto [16] la cui attuazione è prevista per stralci e che prevede la sistemazione dell'argine per la riduzione del rischio idraulico. In particolare, la quota arginale in sponda sinistra, all'altezza del ponte ferroviario, è



stata fissata definitivamente a 3.30 m slm, nell'ambito del Comitato Tecnico dell'Autorità di Bacino Regione Marche (seduta del 18.04.2013).

Tutto ciò considerato, vengono esposti nei paragrafi seguenti i risultati di alcune verifiche idrologiche condotte per valutare indicativamente gli effetti indotti dalla attuazione della variante, in termini di interferenza idraulica, rispetto allo scenario dello stato attuale del tratto di torrente Arzilla interessato.

Bacino Idrografico del torrente Arzilla e portate di massima piena

Il bacino idrografico corrispondente alla sezione di chiusura (Elaborato 2) presenta le seguenti caratteristiche:

- | | |
|---------------------------------|------|
| ▪ Superficie (Km ²) | 105 |
| ▪ Altezza max (m slm) | 554 |
| ▪ Tempo di corrivazione (ore) | 6.01 |

Per la stima della portata di massima piena prevedibile (portata al colmo) del corso d'acqua, alla sezione di chiusura, per assegnati tempi di ritorno, è stata realizzata l'elaborazione statistica con il metodo di *Gumbel* dei dati pluviografici di massima intensità registrati al pluviografo su 1, 3, 6, 12, 24 ore, riferiti alla stazione di misura più vicina di Fano. La formula utilizzata è quella del metodo razionale basata sulla stima del tempo di corrivazione.

Il calcolo delle altezze massime (h_{max}) e critiche (h_{crit}) di pioggia viene affrontato mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle cosiddette *curve di possibilità pluviometrica*, indicate spesso con l'acronimo *cpp*, adottando le formule appresso riportate

$$H_{max}(t, T) = m - \frac{\left(\ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)}{k} \quad (1)$$

$$H_{crit}(t, T) = a \times t^n \quad (2)$$



$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \overline{H_i})^2}{n-1}}$$

$$k = \frac{1}{0,78 \times s}$$

$$m = \overline{H_i} - \frac{0,577}{k}$$

Per la (2) il coefficiente "a" e l'esponente "n" sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, secondo le seguenti relazioni matematiche:

$$n = \frac{\sum (\log t - \overline{\log t}) \times \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t - \overline{\log t})^2}$$

$$a = 10^{(\log H_{\max}(t, T) - n \cdot \overline{\log t})}$$

I valori delle $H_{crit}(t, T)$ calcolate, unitamente agli altri parametri idrologici, sono riportati, in appendice, in appositi diagrammi e tabelle. I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

$H_{max}(t, T)$ altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

$H_{crit}(t, T)$ altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

$\overline{H_i}$ media aritmetica delle altezze massime di pioggia registrate per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore negli anni÷.....;

s deviazione standard;

Ln logaritmo naturale;

t durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

T tempi di ritorno di 200, 100, 50, 30, 10 anni.

le altezze critiche della pioggia (h_{crit}) sono state considerate per tempi di ritorno di 10/30/50/100/200 anni. Per la determinazione dei tempi di corrivazione T_c e della

portata massima Q_{max} (portata di piena) del bacino idrografico, si adottano le relazioni matematiche proposte da Giandotti (T_c) e quelle del metodo razionale (Q_{max}) così come riportato di seguito:

DATI PLUVIOGRAFICI					
(Precipitazioni di massima intensità registrate al pluviometro su 1, 3, 6, 12, 24 ore consecutive)					
Stazione di: FANO (PU)			Numero di osservazioni: N = 50		
Quota (m s.l.m.): 4					
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)
1951	29.00	40.00	33.40	40.00	47.40
1952	20.60	20.80	40.00	67.40	86.60
1953	40.00	55.00	37.40	45.00	50.00
1954	15.60	18.80	30.60	43.80	47.40
1955	39.00	53.60	68.20	68.20	70.60
1956	31.20	44.80	32.00	51.20	85.20
1957	23.00	25.40	104.20	123.20	154.80
1958	16.60	28.00	57.60	61.00	61.20
1960	29.60	31.40	29.00	36.20	45.00
1961	39.00	58.20	44.60	57.80	104.80
1962	26.20	40.00	45.00	67.00	81.60
1963	20.00	40.00	26.80	37.40	40.80
1964	60.00	62.40	74.20	100.80	132.80
1965	34.80	34.80	28.00	31.80	33.60
1966	21.20	39.00	25.60	36.00	58.20
1967	22.80	31.80	62.20	76.20	80.60
1968	12.60	16.40	63.60	63.60	63.60
1969	47.00	62.20	29.20	36.80	51.20
1970	48.00	60.00	32.00	32.00	32.00
1971	15.20	18.60	60.00	98.20	113.40
1972	17.20	27.60	34.80	46.40	53.00
1973	24.00	51.60	62.60	81.40	81.40
1974	17.20	22.40	42.60	47.80	48.20
1975	32.40	36.40	44.60	53.80	55.80
1976	32.00	36.40	61.80	65.40	65.40
1977	25.80	29.00	31.40	32.60	40.80
1978	27.00	52.80	30.60	40.60	53.40
1979	24.20	65.40	32.20	34.60	42.60
1981	23.60	25.60	46.80	46.80	47.20
1983	40.40	60.20	64.20	64.20	74.40
1984	17.40	19.20	25.20	36.20	42.60
1985	32.00	36.00	67.00	79.20	84.40
1986	31.40	33.00	23.60	31.40	40.40
1987	25.00	30.60	44.40	63.60	79.40
1990	28.00	38.60	38.60	40.20	40.20
1991	23.80	34.80	46.20	57.20	69.00
1992	10.20	17.40	24.80	26.80	31.60
1993	21.80	33.60	36.00	36.60	36.60
1994	13.00	27.00	42.20	58.20	66.40
1995	23.80	39.80	49.80	51.80	59.20
1996	40.60	56.20	74.60	87.40	98.80
1997	21.00	32.80	40.80	53.00	54.60
1998	20.20	38.60	55.00	66.80	84.00
1999	24.60	45.40	47.40	48.60	75.80
2000	27.20	40.60	46.20	85.00	85.60
2001	29.80	31.00	39.80	48.20	49.00
2002	21.60	35.60	37.00	37.00	37.00
2003	22.60	23.00	23.20	32.80	33.40
2004	22.40	25.20	29.20	37.20	39.80
2005	7.40	15.40	25.00	30.40	37.40

Fig. 8.1.b - Torrente Arzilla - dati pluviografici stazione di Fano



ANALISI STATISTICA DEI DATI PLUVIOGRAFICI

(Metodo di Gumbel)

Tabella 1 - Valori per ciascuna durata t , della media, dello scarto quadratico medio e dei due parametri della legge di Gumbel (prima legge del valore estremo "EV1")

N =	50	t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
$\bar{x}(t)$		28.26	38.39	45.16	55.81	66.20
$\sigma(t)$		8.76	12.05	15.08	18.24	23.12
$\sigma_t = 1,283/\sigma$		0.15	0.11	0.09	0.07	0.06
$u_t = \sigma Q_{\sigma} - \bar{x}$		24.32	32.97	38.37	47.60	55.80

Tabella 2 - Altezze massime di pioggia regolarizzate (mm)

Tr		t = 1 ora	t = 3 ore	t = 6 ore	t = 12 ore	t = 24 ore
10 anni	$h_{max} =$	39.69	54.11	64.83	79.60	96.35
30 anni	$h_{max} =$	47.43	64.76	78.16	95.72	116.78
50 anni	$h_{max} =$	50.97	69.63	84.25	103.08	126.11
100 anni	$h_{max} =$	55.74	76.19	92.46	113.01	138.69
200 anni	$h_{max} =$	60.49	82.72	100.64	122.91	151.23

Tabella 3 -

Tr	LEGGE DI PIOGGIA	$h = a \times t^n$
10 anni	?	$h=42,151xt^{0,2804}$
30 anni	?	$h=51,522xt^{0,2848}$
50 anni	?	$h=55,801xt^{0,2863}$
100 anni	?	$h=61,572xt^{0,2880}$
200 anni	?	$h=67,323xt^{0,2894}$

Fig. 8.1.c

Dalla elaborazione dei dati risultano, per i vari tempi di ritorno, i valori orientativi riportati nella seguente figura 8.1.d.

Il coefficiente di deflusso è stato assunto pari a 0.70 in quanto il bacino idrografico considerato è caratterizzato dalla presenza di terreni ad impermeabilità elevata e coltivati che porterebbero in condizioni meteorologiche particolari ad un notevole deflusso superficiale.

Dai dati ricavati si riscontra che la portata di massima piena stimata $Q_{max} = 363 \text{ m}^3/\text{sec}$ corrispondente ad un tempo di ritorno Tr_{200} anni è favorevolmente correlabile alla portata di esondazione stimata in $Q_{tot} = 390 \text{ m}^3/\text{sec}$ per l'evento critico del 1979.



DATI MORFOMETRICI DEL BACINO IDROGRAFICO SOTTESO ALLA SEZIONE DI CHIUSURA CONSIDERATA		TEMPO DI CORRIVAZIONE t_c (ore)
Superficie del Bacino	S = 105.00 Km ²	Giandotti $\Rightarrow t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m - H_0}} = 6.01$
Lunghezza percorso idraulico principale	L = 26.00 Km	
Altitudine max percorso idraulico	H_{max} = 155.00 m (s.l.m.)	$\left\{ \begin{array}{l} \text{Kiplich, Watt-} \\ \text{Chow, Pezzoli} \end{array} \right. \Rightarrow t_c = 0.02221 \left(\frac{L}{\sqrt{P}} \right)^{0.8} =$
Altitudine min percorso idraulico	H₀ = 0.00 m (s.l.m.)	
Pendenza media percorso idraulico	P = 0.01 (m/m)	
Altitudine max bacino	H_{max} = 554.00 m (s.l.m.)	
Altitudine sezione considerata	H₀ = 0.00 m (s.l.m.)	
Altitudine media bacino	H_m = 277.00 m (s.l.m.)	
Dislivello medio bacino	H_m - H₀ = 277.00 m	

CALCOLO DELLE PORTATE DI MASSIMA PIENA PER ASSEGNATI TEMPI DI RITORNO
(FORMULA del METODO RAZIONALE)

$$Q_{max} = \frac{ch(t, \tau)S}{3.6t_c}$$

con:

- c** = coefficiente di deflusso
- h_(LT)** = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno (mm)
- S** = superficie del bacino (km²)
- t_c** = tempo di corivazione (ore)
- 3,6** = fattore di conversione che permette di ottenere la Q_{max} in m³/sec

RISULTATI

Deflusso c =	0.70	S (km²) =	105.00	t_c (ore) =	6.01
---------------------	-------------	-----------------------------	---------------	------------------------------	-------------

T _r (anni)	a	n	t _c (ore)	h _(LT) (mm)	Q _{max} (m ³ /sec)
10	39.7202	0.2842	6.01	66.12	224.70
30	48.5056	0.2875	6.01	81.22	276.02
50	52.5166	0.2886	6.01	88.11	299.45
100	57.9269	0.2899	6.01	97.41	331.04
200	63.3178	0.2909	6.01	106.67	362.52

Fig. 8.1.d

Verifiche Idrologiche del torrente Arzilla nel tratto di interesse

Le verifiche idrologiche sono state effettuate lungo il tratto del torrente Arzilla fra il Ponte sulla Strada Statale 16 Adriatica, a Monte e la foce a valle. Le verifiche sono state condotte in regime di moto permanente su sezioni riproducenti sia lo stato attuale che lo stato di progetto.

Riguardo allo stato di progetto sono state inserite nella modellazione le previsioni contenute con la attuazione della variante che prevede, quale elemento caratterizzante sotto l'aspetto della possibile interferenza idraulica, la realizzazione di un nuovo ponte carrabile a valle del ponte ferroviario in sostituzione del ponticello ciclo-pedonale attualmente esistente (fig. 8.1.b). Il nuovo ponte, impostato sulle stesse pile, prevede l'aumento della luce della campata con l'innalzamento del piano carrabile di circa 80 cm; ciò comporta una maggior sezione di deflusso rispetto allo stato attuale e, di conseguenza, il miglioramento generale delle condizioni di deflusso.

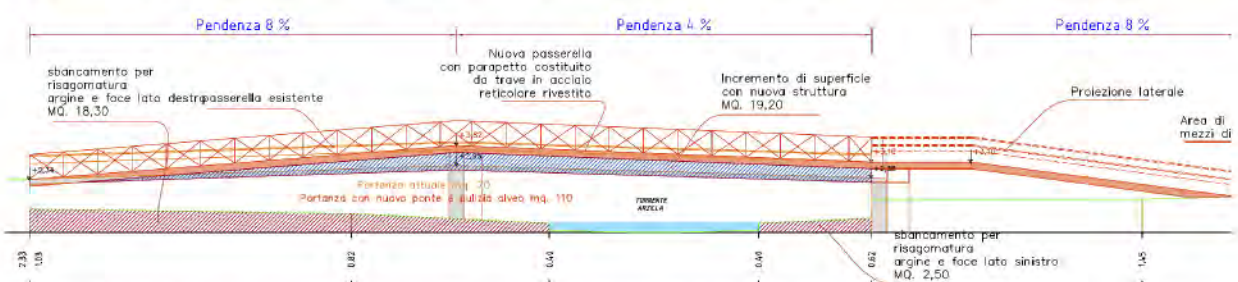


Fig. 8.1.b – Ponticello ciclo-pedonale attuale (sopra) e nuovo ponte carrabile da progetto (sotto)

Con lo stato di progetto è stato inoltre previsto l'adeguamento della quota arginale attuale in sponda sinistra a ridosso del ponte ferroviario alla quota + 3.30 m slm come da progetto della Provincia di Pesaro e Urbino e fissata in sede di Comitato Tecnico dell'Autorità di Bacino Regione Marche (seduta del 18.04.2013).



Nel dettaglio sono state simulate le seguenti condizioni:

- Configurazione "0" : stato attuale senza ponticello ciclo-pedonale esistente
- Configurazione "1" : stato attuale
- Configurazione "2" : stato progetto con nuovo ponte carrabile
- Configurazione "3": stato progetto con nuovo ponte carrabile e argine a +3.30

Per tutte le configurazioni è stato assunto un valore della altezza di marea pari ad 1.63 m valido per tempi di ritorno Tr_{10} anni. Il dato deriva dal documento "*Nota tecnica su metodologia specifica per la redazione delle mappe di pericolosità e di rischio da alluvione marina*" elaborato unitamente al documento "*Metodologia generale per la redazione delle mappe di pericolosità e le mappe di rischio per inondazione da fiumi e torrenti e per inondazione marina*" dalla Regione Marche in attuazione della Direttiva Europea 2007/60/CE relativa alla gestione dei rischi di alluvioni recepita con il D.lgs. n. 49 del 23 febbraio 2010.

In favore di sicurezza, per le verifiche allo stato di progetto non si è tenuto conto della possibilità di rimuovere, come peraltro previsto da progetto, il materiale in alveo.

Le verifiche sono state condotte per tutte le configurazioni esaminate prevedendo 3 specifiche portate di deflusso:

- $Q_{tot} = 225 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr 10 anni)
- $Q_{tot} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr 50 anni)
- $Q_{tot} = 363 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr 200 anni)
-

Le verifiche sono state effettuate utilizzando i dati di input relativi alle sezioni di progetto contenute nell'elaborato progettuale "Tav. 3 Stato di Progetto – Elaborato Plano-Altmetrico" (Arch. Maria Elena Pierini, Geom. Luciano Pierini).

Sono altresì state utilizzate alcune sezioni a monte del Ponte sulla S.S. 16 (derivanti da un precedente studio eseguito da GEOCON) ed una sezione a valle sulla barra di foce (con profilo medio stimato) al solo scopo di realizzare una simulazione più adeguata dello scenario di rischio.

Lo schema del tracciato con le relative sezioni è riportato nella seguente figura 8.1.c.

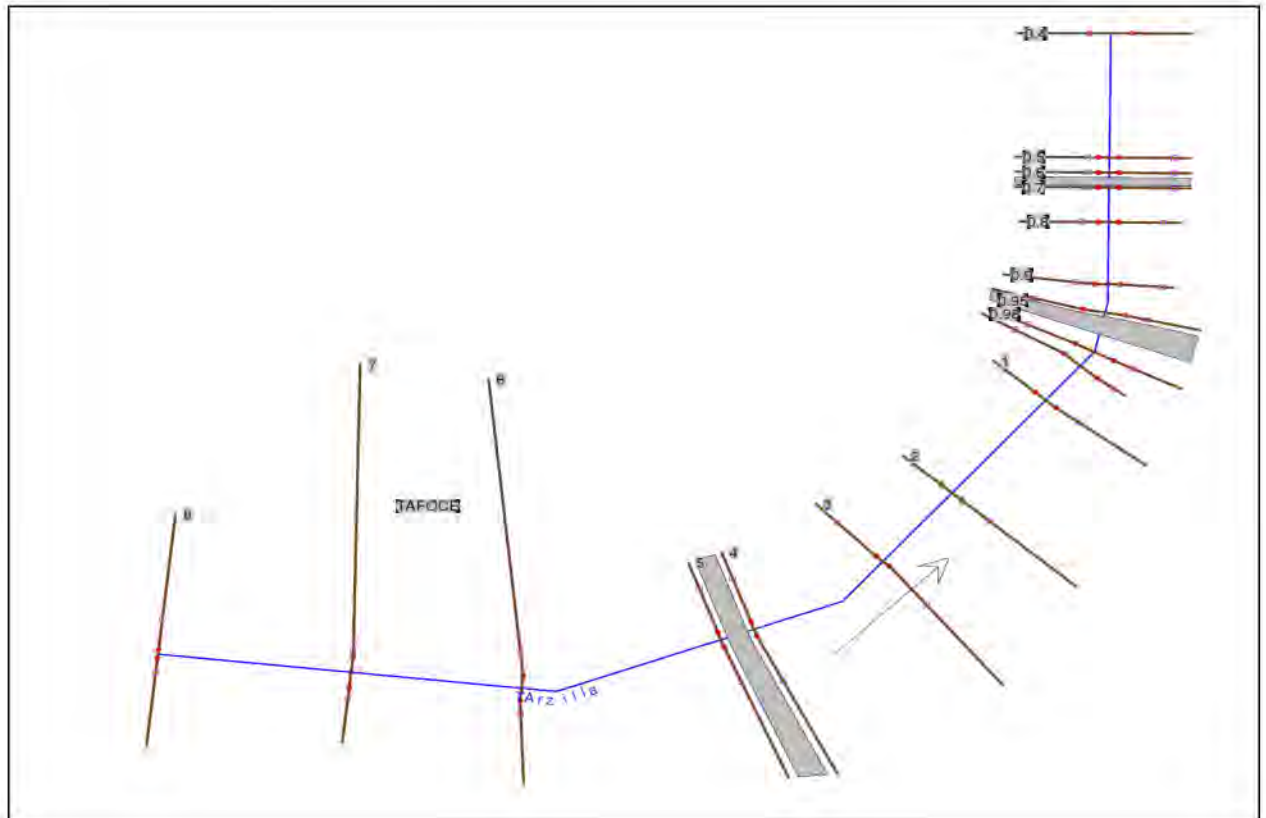


Fig. 8.1.c – Distribuzione delle sezioni di verifica (in grigio i ponti)

Dati di Ingresso e Software di calcolo

Lo studio è stato realizzato utilizzando il programma di analisi **HEC-RAS –Version 4** del US Army Corps of Engineers. Il programma fornisce la rappresentazione monodimensionale del deflusso in moto permanente a pelo libero, descrivendo, per ogni sezione di calcolo, tutte le principali grandezze fisiche significative. Esso calcola altresì i profili di rigurgito in moto permanente, in corrente lenta, veloce o mista permettendo inoltre di prevedere la presenza di opere interferenti. A fronte delle portate al colmo introdotte ed in rapporto alle condizioni al contorno stabilite, tenendo conto degli effetti degli eventuali rigurgiti provocati dalla variazione delle caratteristiche della sezione utile al deflusso, il modello restituisce i livelli idrici corrispondenti in ogni sezione in termini di quota assoluta e ne offre la rappresentazione grafica tanto trasversale, quanto longitudinale. La trasposizione di



questi livelli sulla planimetria consente di determinare l'andamento delle curve-
inviluppo delle aree sede del deflusso relativo alla portata con tempo di ritorno
corrispondente all'evento di riferimento. Questa operazione avviene combinando
l'informazione relativa all'estensione del pelo libero fornita dalle sezioni trasversali
elaborate, con l'osservazione dell'andamento morfologico dell'area interessata in
planimetria, in modo da verificarne la congruenza con i livelli idrici calcolati. La
valutazione del comportamento idraulico in corrispondenza dalle opere interferenti
consente infine di valutarne l'efficienza rispetto al transito della piena di riferimento
ed in particolare di verificarne le condizioni di funzionamento (deflusso libero e
relativo franco, deflusso in pressione con eventuale sormonto) e l'influenza rispetto
ai livelli idrici di monte. In conclusione l'elaborazione per mezzo del programma di
analisi **HEC-RAS** permette di definire i livelli idrodinamici per i tempi di ritorno di
riferimento e di valutare l'efficienza idraulica dei manufatti previsti. Le ipotesi alla
base delle espressioni analitiche usate nel codice di calcolo sono le seguenti:

- 1) il moto è permanente;
- 2) la corrente è gradualmente variabile, ad eccezione dai tratti interessati delle
opere puntuali dove la portata può variare velocemente; in questo caso sono
usate o l'equazione della quantità di moto o espressioni empiriche;
- 3) la corrente è lineare, pertanto le componenti della velocità in direzioni che
non siano quelle della corrente non vengono considerate;
- 4) i canali fluviali hanno pendenze longitudinali inferiori al 10%.

La procedura alla base dei calcoli si fonda sulla soluzione dell'equazione
monodimensionale dell'energia risolvendola da una sezione trasversale a quella
successiva, mediante una procedura iterativa per passi successivi:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

dove: Y_1, Y_2 = altezza d'acqua nelle due sezioni trasversali successive
 Z_1, Z_2 = quota di fondo del canale principale
 V_1, V_2 = velocità media (portata totale/ area totale)
 α_1, α_2 = coefficienti di Coriolis
 g = accelerazione di gravità
 h_e = perdita di carico (perdita di energia tra le due sezioni)



La perdita di carico tra due sezioni trasversali successive è costituita dalle perdite per attrito (eq. di Manning) e da quelle per contrazione od espansione delle sezioni. Generalmente la determinazione della capacità di portata totale e del coefficiente di Coriolis per una determinata sezione trasversale richiede che la portata sia suddivisa in zone in cui la velocità sia distribuita uniformemente. L'approccio usato in HEC-RAS è di suddividere la portata degli alvei di piena per una determinata sezione trasversale, usando come base per la suddivisione i punti della sezione in cui il coefficiente di scabrezza varia. Il programma somma tutte le singole capacità di portata per ottenere la capacità di portata per gli alvei di piena sinistro e quello di destro; il canale principale è considerato generalmente indiviso tranne quando all'interno della sezione varia il coefficiente di scabrezza. La capacità di portata totale per la sezione trasversale è ottenuta sommando le tre singole portate (sinistra, canale principale e destra). Per ciò che concerne il reticolo idrografico, questo viene preliminarmente definito in forma di schema riportando tutti i tratti di corso d'acqua esaminati con le loro interconnessioni; ne deriva un modello geometrico che costituisce la rappresentazione del sistema fisico rispetto al quale vengono svolte le simulazioni idrauliche. A ciascun tratto vengono poi riferite le relative sezioni trasversali, alle quali vengono successivamente associati manufatti interferenti (intubato, protezioni spondali, ecc.) e opzioni che permettono di descrivere più accuratamente le condizioni locali del deflusso. Le verifiche sono state svolte combinando le informazioni idrologiche con quelle geometriche e topografiche derivanti dall'attività di rilievo e con i risultati dei vari sopralluoghi. Questi ultimi hanno avuto in un primo tempo lo scopo di un'osservazione delle caratteristiche dell'alveo (materiali, regolarità, vegetazione) in modo da consentire la stima dei coefficienti di scabrezza da utilizzare nel modello, successivamente sono serviti a verificare le ipotesi poste a base della modellazione e la verosimiglianza dei risultati dell'analisi. A riguardo del *coefficiente di scabrezza*, note le principali caratteristiche generali del bacino assieme alle caratteristiche geometriche dell'alveo, è stato ipotizzato un valore di *Manning* pari a 0,025 per la golena di sinistra e quella di destra (valore cautelativo). Anche per il corso d'acqua è stato considerato il valore di 0,025 tipico dei corsi d'acqua con presenza di folta vegetazione. I coefficienti di contrazione ed espansione, che intervengono nel calcolo delle perdite di carico accidentali, sono stati assunti pari a 0,1 e 0,3.

La planimetria con l'ubicazione delle sezioni utilizzate per la verifica è riportata in Elaborato 2. I tabulati di calcolo sono riassunti nell'Elaborato 3.

Nella seguente tabella (Fig. 8.1.d) sono schematizzati i punti di esondazione dedotti dalle verifiche per stato attuale e di progetto. Dalla tabella si può immediatamente percepire l'effetto favorevole indotto dal progetto in termini di riduzione dello scenario di rischio esondazione; dalla simulazione si può infatti desumere che in corrispondenza del tratto "critico" a ridosso del ponte FF.SS. (sez. 0.98-0.97) esondabile in sinistra già con portate riferibili a Tr10 anni, l'adeguamento a + 3.30 m della quota arginale consente l'innalzamento della portata critica di deflusso fino alla Tr50 anni.

Sezione	Q 225 m ³ /sec Tr10 anni				Q 300 m ³ /sec Tr50 anni				Q 363 m ³ /sec Tr200 anni			
	attuale		progetto		attuale		progetto		attuale		progetto	
	sx	dx	sx	dx	sx	dx	sx	dx	sx	dx	sx	Dx
8	N.S.											
7	N.S.											
6												
5					←		←		←		←	
4.5	Ponte SS.16											
3									←		←	
2									←		←	
1									←		←	
0.98	←				←				←		←	
0.97	←				←				←		←	
0.95	Ponte FF.SS.											
0.93					←		←		←		←	
0.9	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→
0.8	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→
0.7	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→
0.65	Ciclo-ped/Carr.											
0.6	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→	←	→
0.5	←		←		←	→	←	→	←	→	←	→
0.4	←		←		←	→	←	→	←	→	←	→

← esondazione in sponda sinistra;
 → esondazione in sponda destra;
 N.S. – non significativo (sezioni di monte utilizzate per la simulazione più adeguata dello scenario di rischio nel tratto di studio a valle).

Fig. 8.1.d

Nelle seguenti figure (fig. 8.1.e/f/g/h) si riportano lo schema dello scenario di rischio esondazione attuale e di progetto e le tabelle con l'altezza del pelo libero dell'acqua estrapolata dai calcoli in condizioni attuali (Configurazione 0 e 1) e di progetto (Configurazione 2 e 3) per Q = 225-300-363 m³/sec.

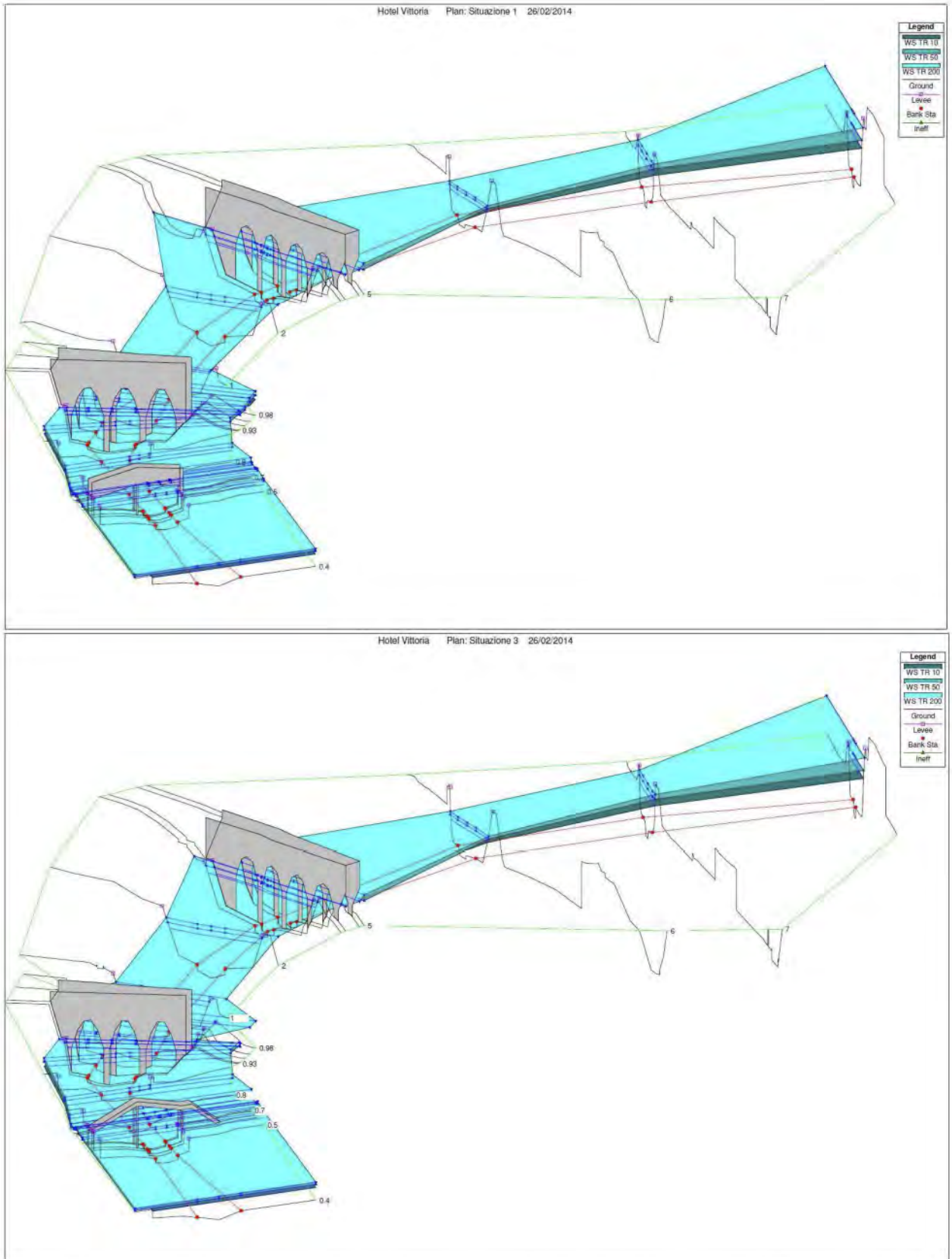


Fig. 8.1.e – schema dello scenario di rischio esondazione stato attuale (sopra) e di progetto (sotto)

Sezione	Profilo	Qtot (m ³ /sec)	Altezza Acqua (m)			
			Conf.0	Conf.1	Conf.2	Conf.3
8	Tr 10	225	4.45	4.45	4.45	4.45
7	Tr 10	225	3.64	3.64	3.64	3.64
6	Tr 10	225	2.62	2.62	2.62	2.62
5	Tr 10	225	3.41	3.41	3.42	3.41
4.5	Ponte SS.16					
3	Tr 10	225	3.31	3.31	3.32	3.31
2	Tr 10	225	2.93	2.94	2.95	2.94
1	Tr 10	225	2.71	2.74	2.74	2.72
0.98	Tr 10	225	2.90	2.92	2.92	2.88
0.97	Tr 10	225	2.88	2.90	2.90	2.86
0.95	Ponte FF.SS.					
0.93	Tr 10	225	2.64	2.67	2.67	2.67
0.9	Tr 10	225	2.70	2.73	2.73	2.73
0.8	Tr 10	225	2.42	2.52	2.54	2.54
0.7	Tr 10	225	2.43	2.53	2.54	2.54
0.65	Ponte Ciclo-pedonale / Carrabile					
0.6	Tr 10	225	2.37	2.35	2.35	2.35
0.5	Tr 10	225	2.18	2.19	2.19	2.19
0.4	Tr 10	225	1.47	1.47	1.47	1.47

Fig. 8.1.f

Sezione	Profilo	Qtot (m ³ /sec)	Altezza Acqua (m)			
			Conf.0	Conf.1	Conf.2	Conf.3
8	Tr 50	300	5.52	5.02	5.02	5.02
7	Tr 50	300	4.12	4.12	4.12	4.12
6	Tr 50	300	2.92	2.92	2.92	2.92
5	Tr 50	300	3.93	3.92	3.93	3.94
4.5	Ponte SS.16					
3	Tr 50	300	3.76	3.76	3.77	3.78
2	Tr 50	300	3.30	3.29	3.31	3.33
1	Tr 50	300	2.80	2.87	2.91	3.04
0.98	Tr 50	300	3.17	3.20	3.24	3.26
0.97	Tr 50	300	3.14	3.18	3.21	3.23
0.95	Ponte FF.SS.					
0.93	Tr 50	300	2.91	2.95	3.02	3.02
0.9	Tr 50	300	2.97	3.01	3.07	3.07
0.8	Tr 50	300	2.67	2.78	2.90	2.90
0.7	Tr 50	300	2.70	2.80	2.91	2.91
0.65	Ponte Ciclo-pedonale / Carrabile					
0.6	Tr 50	300	2.65	2.66	2.66	2.66
0.5	Tr 50	300	2.45	2.46	2.46	2.46
0.4	Tr 50	300	1.70	1.69	1.69	1.69

Fig. 8.1.g

Sezione	Profilo	Qtot (m ³ /sec)	Altezza Acqua (m)			
			Conf.0	Conf.1	Conf.2	Conf.3
8	Tr 200	363	6.07	6.03	6.03	6.03
7	Tr 200	363	4.50	4.50	4.50	4.50
6	Tr 200	363	3.13	3.13	3.13	3.13
5	Tr 200	363	4.38	4.36	4.35	4.35
4.5	Ponte SS.16					
3	Tr 200	363	4.23	4.22	4.19	4.28
2	Tr 200	363	3.65	3.64	3.64	3.64
1	Tr 200	363	3.00	3.02	3.07	3.42
0.98	Tr 200	363	3.46	3.49	3.52	3.69
0.97	Tr 200	363	3.44	3.47	3.50	3.69
0.95	Ponte FF.SS.					
0.93	Tr 200	363	3.10	3.20	3.27	3.27
0.9	Tr 200	363	3.17	3.27	3.33	3.33
0.8	Tr 200	363	2.84	3.06	3.15	3.15
0.7	Tr 200	363	2.87	3.08	3.18	3.18
0.65	Ponte Ciclo-pedonale / Carrabile					
0.6	Tr 200	363	2.82	2.83	2.83	2.83
0.5	Tr 200	363	2.60	2.61	2.61	2.61
0.4	Tr 200	363	1.85	1.84	1.84	1.84

Fig. 8.1.h

Analisi dei risultati

Dalle simulazioni di confronto fra lo stato attuale e lo stato di progetto che prevede la realizzazione del ponte carrabile in sostituzione del ponticello ciclo-pedonale esistente, si può evincere quanto segue:

- Lo stato di progetto comporta effetti favorevoli in termini di riduzione del rischio esondazione, consentendo, attraverso l'adeguamento della quota arginale a + 3.30 m in sponda sinistra a ridosso del ponte FF.SS., una portata di deflusso indicativamente corrispondente alla portata cinquantennale, quindi ben superiore allo stato attuale caratterizzato da portate di esondazione stimate per tempi di ritorno decennali.
- La realizzazione del ponte carrabile in sostituzione della ponticello ciclo-pedonale a valle del ponte FF.SS. comporta l'aumento della sezione di deflusso attuale con evidenti benefici in termini di portate smaltibili come si può ben vedere dalla figura 8.1.i

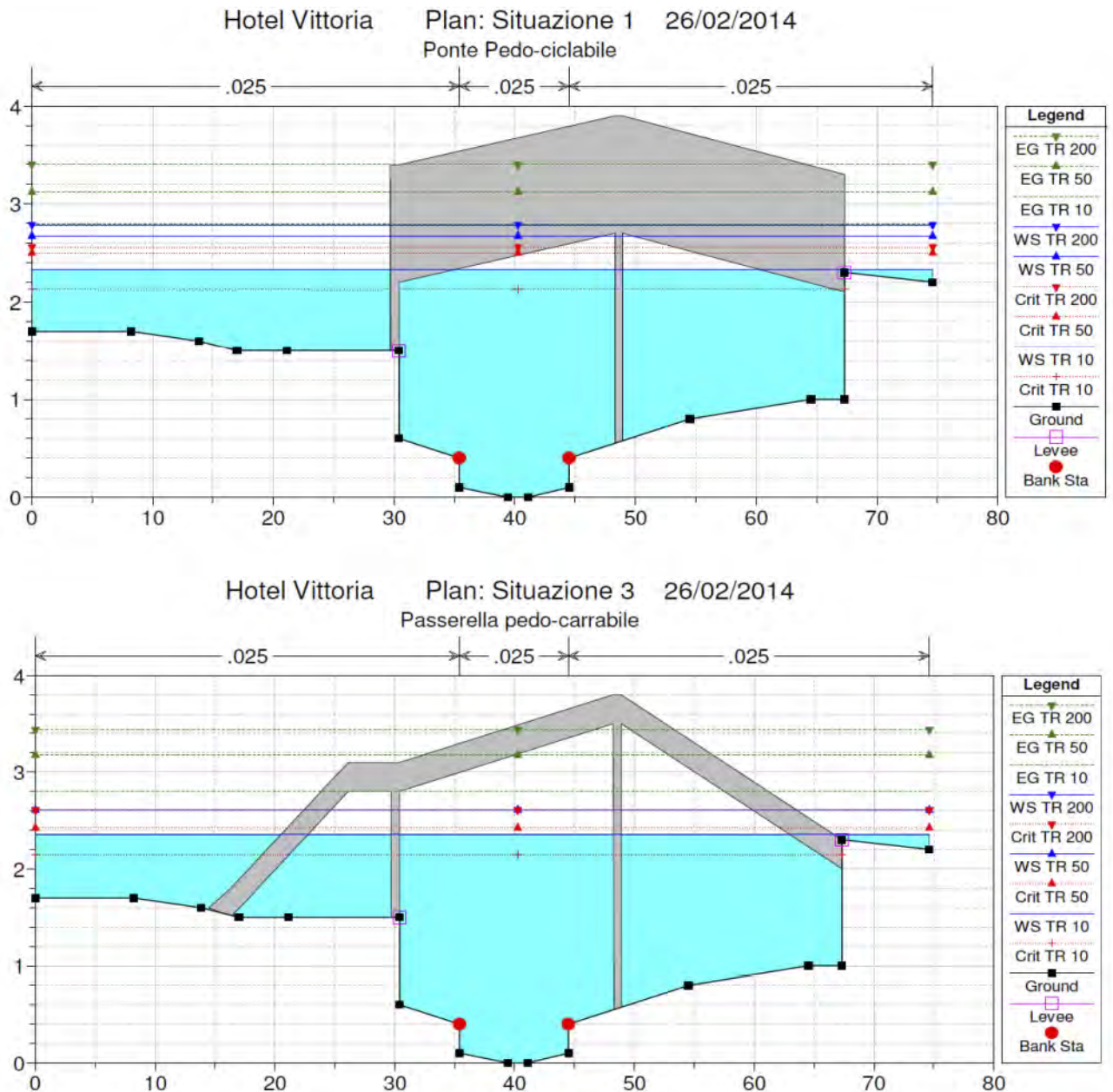


Fig. 8.1.i – stato attuale ponte ciclo-pedonale (in alto) e stato di progetto ponte carrabile (in basso)

- Dal confronto fra le altezze critiche dell'acqua si desume che lo stato di progetto non comporti apprezzabili variazioni rispetto allo stato attuale per portate di piena $Q = 225 \text{ m}^3/\text{sec}$ (TR10 anni); si riscontrano infatti scostamenti di $+ 1/2 \text{ cm}$ e $- 2/4 \text{ cm}$. Per portate superiori si riscontrano comunque scostamenti modesti di $+5/12 \text{ cm}$ ($Q = 300 \text{ m}^3/\text{sec}$) e $+ 10/20 \text{ cm}$ ($Q = 363 \text{ m}^3/\text{sec}$) in corrispondenza e immediatamente a monte delle previste opere.

8.2 - PERICOLOSITA' SISMICA

Classificazione sismica e pericolosità sismica di riferimento

Con l'applicazione del provvedimento *Opcm n° 3519* del 28 aprile 2006 [8] la classificazione sismica del territorio nazionale è stata aggiornata suddividendo il territorio stesso in quattro zone (Fig. 8.2.1) ciascuna delle quali contrassegnata da un diverso valore di accelerazione sismica massima orizzontale (a_g) riferita a suolo rigido con valori di velocità delle onde di taglio $V_{S30} \geq 800$ m/sec.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g)
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

Fig.8.2.1- Zonazione sismica

L'area di studio ricade nel territorio comunale di Fano, classificato in Zona Sismica 2 con valori convenzionali di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni pari ad $a_g = 0.25$. Dalla mappa di pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale, il cui stralcio per la Regione Marche, è riprodotto nella figura 8.2.2 risulta che l'area di intervento si caratterizza per valori dell'accelerazione massima del suolo pari a 0.175-0.200 g.

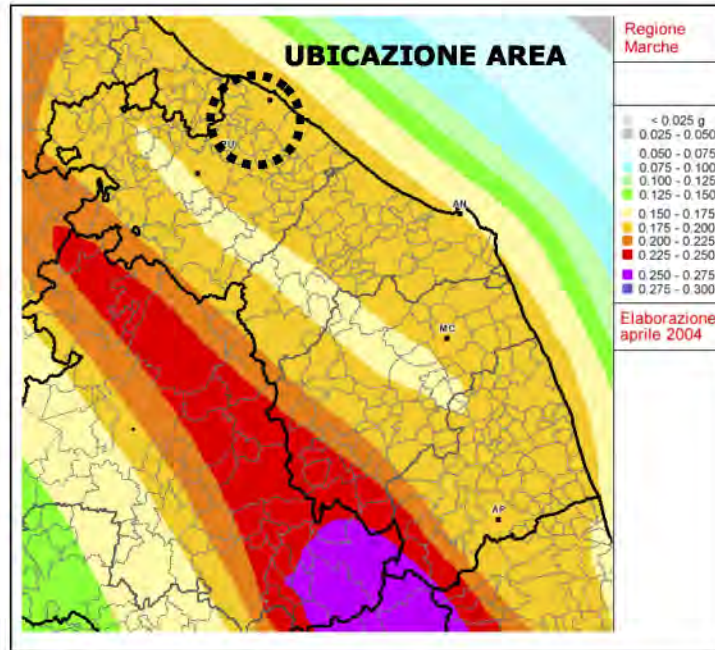


Fig. 8.2.2 - Mappa di pericolosità sismica del territorio della Regione Marche espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli molto rigidi $V_{s30} > 800$ m/s.

Inquadramento Sismotettonico e Magnitudo

La Zonazione Sismogenetica denominata ZS9 elaborata dal gruppo di lavoro INGV (2004) classifica il territorio nazionale in base alle zone o strutture responsabili della sismicità indotta (zone o sorgenti sismogenetiche); secondo la zonazione ZS9 la sismicità territoriale può essere definita da 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima M_w . Dalla consultazione della carta riprodotta in Fig. 8.2.3 il territorio studiato ricade nella ZS 917 che rappresenta la porzione più esterna della fascia in compressione dell'Appennino; include le sorgenti sismogenetiche della fascia Appenninica esterna, a cui è possibile associare la sismicità della costa romagnola e marchigiana.



Fig. 8.2.3 - Zonazione sismogenetica del territorio ed aree limitrofe (Gruppo di lavoro 2004 INGV).

La Magnitudo M_w massima attesa per la zona ZS 917 dedotta da AA.VV. Gruppo di Lavoro MS 2008 Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica – Dipartimento della Protezione Civile Roma è **$M_w = 6.14$** .

Effetti di amplificazione locale del moto sismico

A causa di una differente risposta sismica locale, i terremoti possono produrre danni molto diversificati su eguali strutture, anche a breve distanza (ad es. per focalizzazione dell'energia sismica, riflessione multipla o interferenza delle onde sismiche, liquefazione o densificazione di depositi sciolti). Le condizioni



geologiche, geomorfologiche, litostratigrafiche e geotecniche del terreno influenzano la risposta sismica locale favorendo fenomeni di amplificazione; fra le aree suscettibili di amplificazione sismica, si ricordano, ad esempio:

- aree soggette ad instabilità di versante (fenomeni franosi attivi, riattivazione di fenomeni quiescenti, ecc);
- zone caratterizzate da terreni di fondazione scadenti, con eventuali cedimenti diffusi e fenomeni di liquefazione;
- cigli di scarpata, creste rocciose, cocuzzoli, dorsali allungate, con possibili amplificazioni del moto del suolo per la focalizzazione delle onde sismiche;
- depositi alluvionali terrazzati e di fondovalle, depositi detritici, depositi morenici, falde o coni di detrito o deiezione, incoerenti, con eventuali amplificazioni del moto del suolo, per la differente risposta sismica tra substrato e copertura;
- zone di contatto tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse, con possibili amplificazioni differenziate del moto del suolo e cedimenti;
- versanti con acclività $> 15^\circ$ e altezza > 30 metri.

L'analisi geologica dell'area di intervento e del suo intorno significativo consente di esprimere alcune considerazioni sulla risposta sismica locale con effetti di amplificazione in termini di riduzione e prevenzione dal rischio sismico. A tal fine è stata redatta la *carta geomorfologica e delle pericolosità geologiche*, riprodotta nell'allegato 1.6, sulla base dei rilievi e delle indagini svolte con l'ausilio dei dati disponibili dalla bibliografia e dalla cartografia pubblicata. La carta individua alcuni principali fattori geologici che possono indurre fenomeni di amplificazione sismica locale, ovvero, la modifica dell'input sismico per effetto di specifiche condizioni litostratigrafiche e morfologiche del sito.

In particolare, l'area si caratterizza per la presenza di depositi continentali alluvionali e/o litoranei costituiti da ghiaie, sabbie, limi e argille variamente intercalati con falda freatica superficiale; i suddetti terreni sono suscettibili di fenomeni di amplificazione del moto sismico per effetto dell'assetto litostratigrafico



e morfologico locale; favorevoli riscontri rispetto alla suscettibilità di tali terreni all'amplificazione sismica si deducono anche dalla prova sismica MASW condotta nell'area; la prova ha infatti fornito valori di velocità delle onde sismiche di taglio V_{s30} (per le finalità delle NTC/2008) dell'ordine di **328 m/sec** quindi riconducibile a sottosuolo di **tipo "C"** (Fig. 8.2.10 NTC/2008) capace di generare amplificazione stratigrafica.

Dalle analisi svolte si deduce quindi che l'area è caratterizzata da condizioni morfostratigrafiche locali per effetto delle quali è ragionevole attendersi fenomeni di amplificazione delle onde sismiche.

Valutazioni preliminari sulla liquefazione sismica

Riguardo alla occorrenza di fenomeni di liquefazione sismica connessi al terremoto essa interessa, in genere, i terreni finemente sabbiosi e/o sabbioso limosi, sostanzialmente sciolti, a granulometria uniforme e saturi. Il fuso granulometrico dei terreni potenzialmente liquefacibili è riportato nella figura 8.2.4.

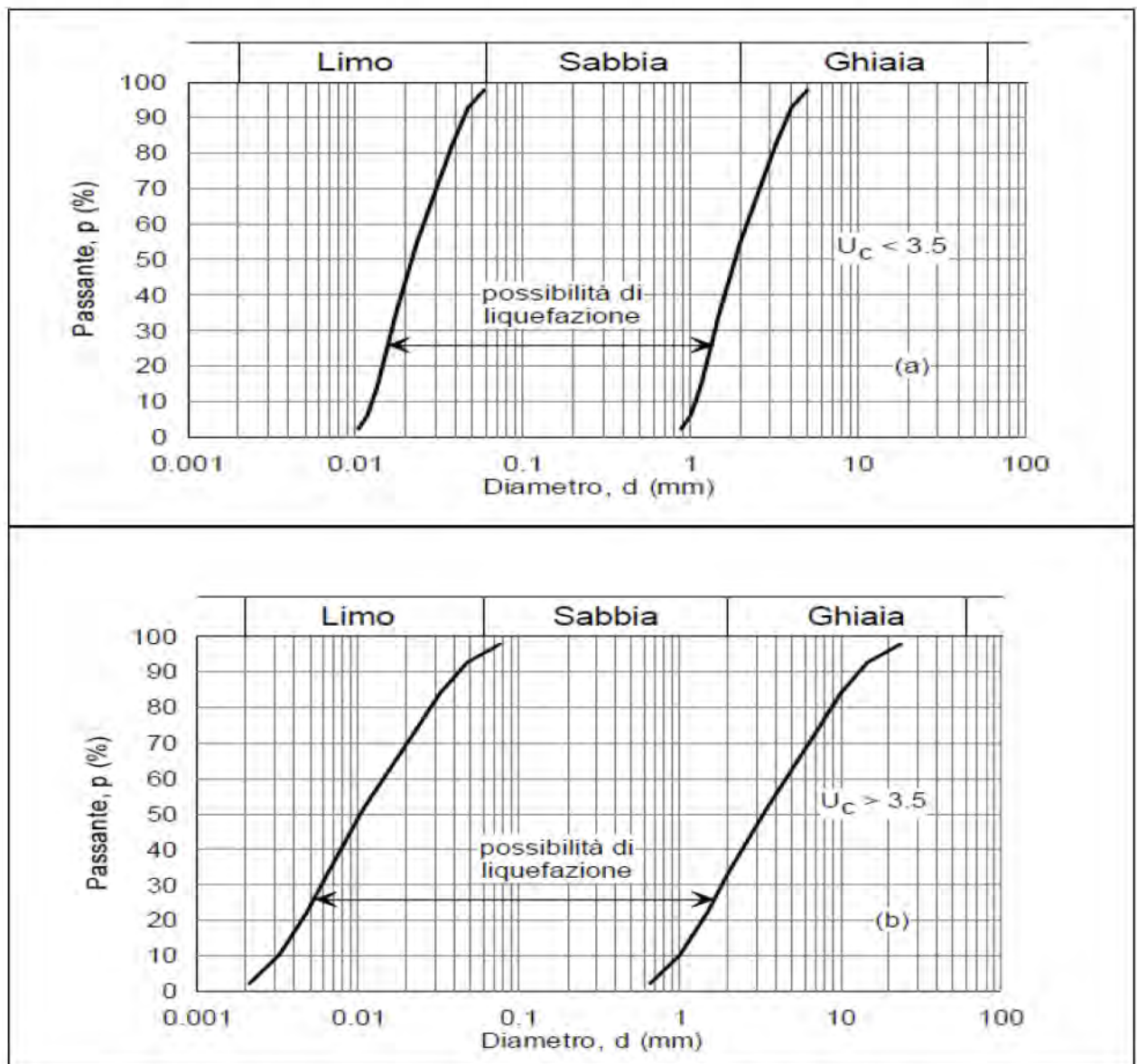


Fig. 8.2.4 Fuso granulometrico dei terreni potenzialmente liquefacibili (da NTC2008)

In generale si tratta quindi di terreni incoerenti non plastici; proprio riguardo alla plasticità, secondo *Seed et al.* (2003) risultano potenzialmente liquefacibili le terre

fini con indice plastico $IP < 12$ e $LL < 37\%$ (Zone A grafico di figura 8.2.5) se il contenuto critico d'acqua è comunque $w_c > 0.8 LL$.

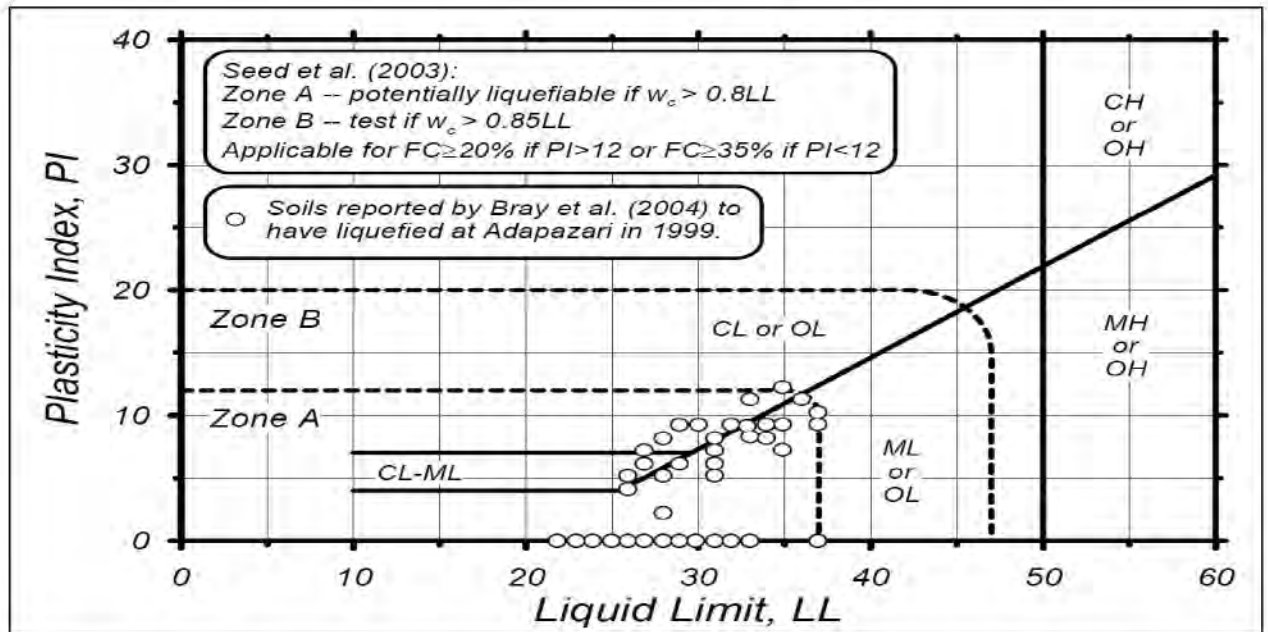


Fig. 8.2.5 Caratteristiche di plasticità dei terreni potenzialmente liquefacibili (da Seed et al. 2003)

Nei terreni liquefacibili le sollecitazioni indotte dal sisma possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino ad eguagliare la pressione di confinamento, annullare la resistenza al taglio efficace e determinare, di conseguenza, una condizione di stato fluido.

La probabilità che un terreno raggiunga tale condizione dipende pertanto da diversi fattori fra i quali: il grado di addensamento, la granulometria, la profondità della falda, la magnitudo dell'evento sismico.

Dalle osservazioni in zone colpite da liquefazione si deduce che generalmente il fenomeno interessa aree caratterizzate da terremoti con magnitudo superiore o uguale a 5.0, con falda prossima al p.c. e spessori di terreno fino a circa 15 metri di profondità. Anche la distanza epicentrale influisce nella manifestazione del fenomeno (Fig.8.2.6).

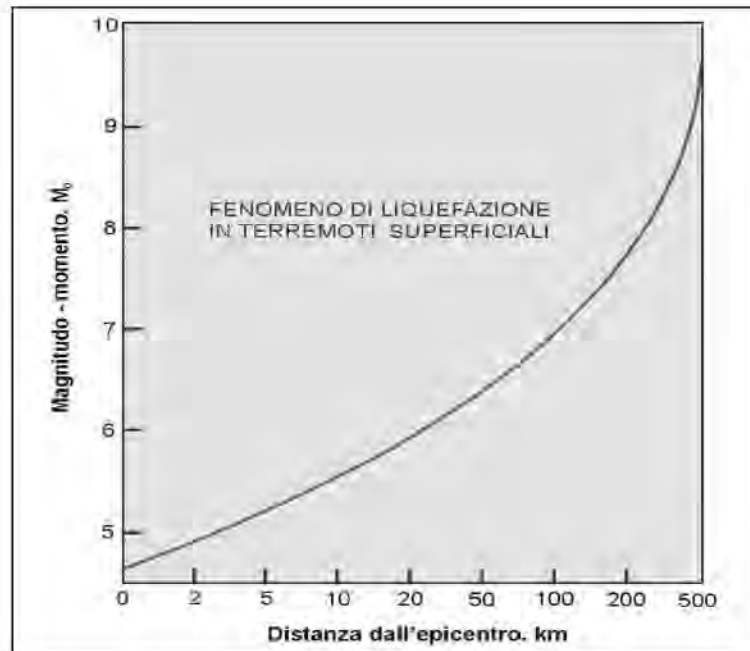


Fig. 8.2.6 relazione fra distanza dall'epicentro, magnitudo e fenomeni di liquefazione.

Riguardo all'età dei depositi liquefacibili, i criteri di valutazione empirica elaborati da *Youd e Perkins* (1978) da ritenersi validi solo per considerazioni di carattere preliminare e di larga massima, indicano che la probabilità di liquefazione riguarda prevalentemente i depositi recenti olocenici e pleistocenici; riguardo alle condizioni geomorfologiche del sito i criteri empirici di valutazione proposti da *Iwasaki et Al* (1982) e per i quali valgono le stesse considerazioni già fatte per il criterio di *Youd e Perkins* (1978) indicano liquefazione probabile in aree caratterizzate da letti fluviali, paludi, zone interdunari; indicano altresì liquefazione possibile in aree di conoidi, argini naturali, dune, pianure di esondazione e spiagge; morfologie collinari risultano meno esposte, tant'è che il metodo le definisce improbabili.

Nel caso specifico si rileva che l'area di fondovalle alluvionale è costituita da terreni ghiaiosi, sabbiosi, limosi e argillosi, variamente intercalati. le frazioni sabbiose, sabbioso-limose e/o limoso-sabbiose possono risultare vulnerabili al fenomeno della liquefazione, stante anche la presenza della falda freatica risultata decisamente superficiale nell'area "A" (-0.90-1.80 metri p.c.).

Sulla base di tali presupposti, rimandando a valutazioni e verifiche puntuali da sviluppare in sede di progettazione esecutiva, sono state eseguite alcune verifiche

preliminari al fenomeno della liquefazione sismica nell'area "A" dove si prevede la costruzione del fabbricato.

Disponendo di valori NSPT è stato utilizzando il metodo di calcolo di analisi semplificata di *Finn* (programma di calcolo GEOSTRU – LIQUITER - 2010 licenza GEOCON 999) specificatamente basato sui valori NSPT; i valori NSPT disponibili sono relativi a quelli direttamente ottenuti dalle prove SPT in foro di sondaggio (sondaggi anno 2001) e a quelli dedotti dalle prove DPSH.

Per quanto riguarda i sondaggi si è fatto riferimento alla stratigrafia del sondaggio S1 del 2001, ovvero al sondaggio caratterizzato da valori NSPT più penalizzanti rispetto alle restanti verticali S2-S3-S4. I valori NSPT ottenuti dalle prove SPT alle diverse profondità nel sondaggio S1 sono i seguenti:

- prof. 3.10 (ghiaie e sabbie) $N_{SPT} = 21$
- prof. 4.60 (sabbie) $N_{SPT} = 24$
- prof. 12.0 (ghiaie) $N_{SPT} = 72$
- prof. 15.0 (ghiaie) $N_{SPT} = \text{Rifiuto (>50)}$

La stratigrafia semplificata del sondaggio S1 con i corrispondenti valori N_{SPT} assunti risulta:

- da - 1.00 a - 4.00 m p.c. ghiaie e sabbia ($N_{SPT}21$) Orizzonte S-G
- da - 4.00 a - 5.80 m p.c. sabbia ($N_{SPT}24$) Orizzonte S-G
- da - 5.80 a - 10.90 m p.c. limi argillosi Orizzonte LA-LS
- da - 10.90 a - 17.80 m p.c. ghiaia ($N_{SPT}50$) Orizzonte G
- da - 17.80 a - 20.00 m p.c. argilla Orizzonte A

Per quanto riguarda le prove DPSH si è fatto riferimento alle verticali di prova DPSH1, DPSH2, DPSH3 eseguite utilizzando i valori NSPT dedotti dai valori N_{20} ($NSPT = N_{20} \times 1.504$) e attribuiti agli orizzonti litologici assunti nella ricostruzione stratigrafica del modello geologico di riferimento (sezioni litostratigrafiche – all. 1.9). In particolare, sono stati ritenuti particolarmente significativi i valori N_{SPT} dedotti per i terreni direttamente interferenti con il previsto piano di sbancamento posto (da progetto) a circa 4.0 m p.c. per la realizzazione dell'interrato. Tali terreni

si caratterizzano per valori medi $N_{SPT} = 7.5-20$ con minimi, ancorché per spessori decimetrici, dell'ordine di $N_{SPT} = 4.5$ (Fig. 8.2.7).

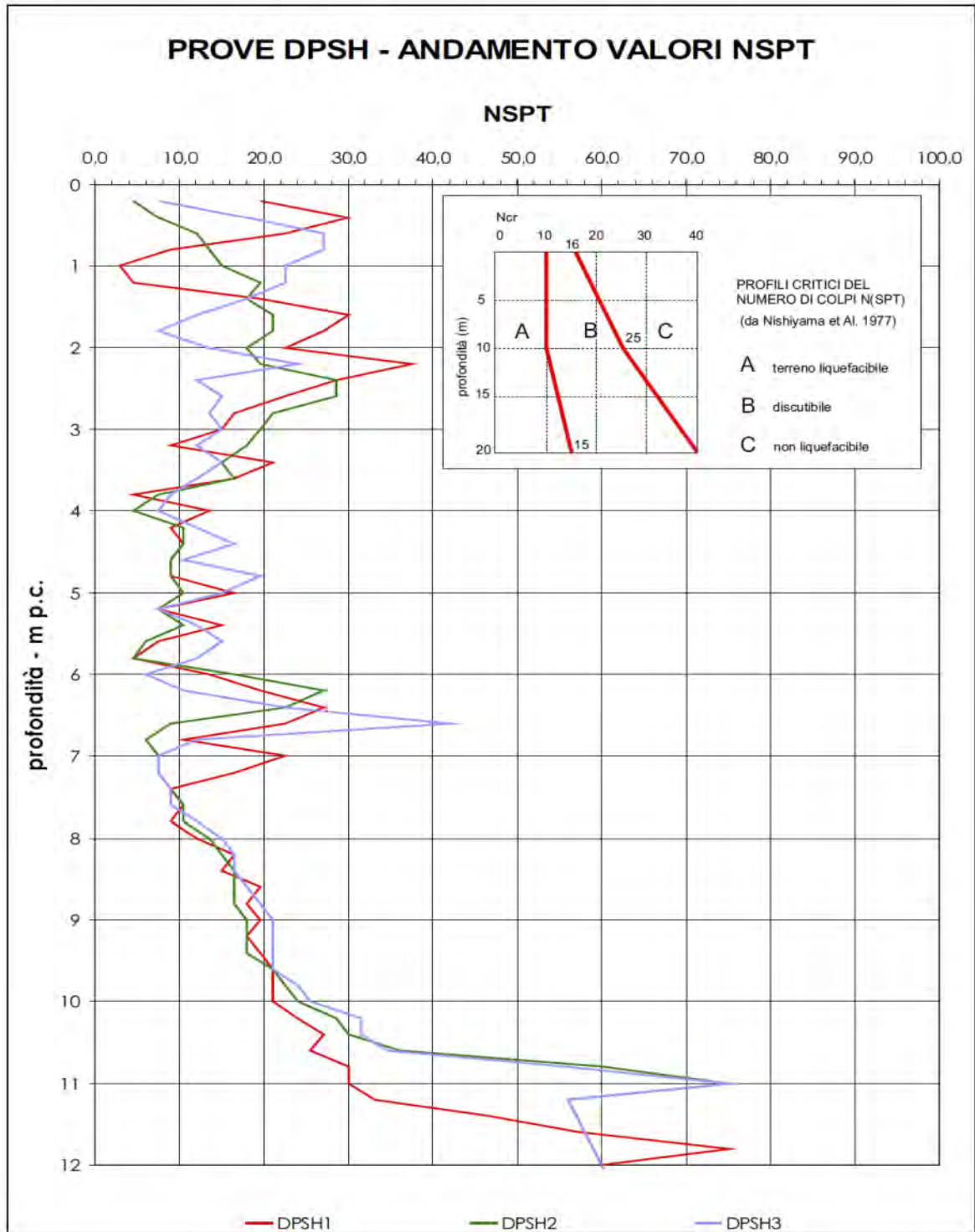


Fig. 8.2.7 Valori NSPT dedotti da prove DPSH

Sono state ipotizzate le seguenti condizioni al contorno:

- Profondità della falda idrica a – 1.00 metri p.c. (area A);
- Magnitudo del Sisma $M = 6.14$ (il valore assunto è il valore della magnitudo momento massima $M_{w_{max}} = 6.14$ associabile alla zona sismogenetica ZS 917 che caratterizza l'area di costa marchigiana adriatica così come definito dal "Gruppo di lavoro MS, 2008. Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica. Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome – Dipartimento della Protezione Civile, Roma, 3 Vol. e Cd-rom"
- Accelerazione massima al suolo $A_g = 0.180$. il valore è assunto sulla base della vigente normativa sismica (NTC/2008) che associa il parametro della accelerazione massima al suolo e più in generale i parametri della pericolosità sismica di base ($A_g/F_0/T_c$) alle coordinate geografiche del sito di interesse; nel caso specifico, dedotte le coordinate del sito, il valore è stato assunto in funzione della tipologia di edificio ipotizzato in classe II con vita nominale di 50 anni per la condizione dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) con tempo di ritorno $T_r = 475$ anni come riportato nella figura 8.2.8 (software GEOSTRU).



Fig. 8.2.8 Coordinate e valore a_g/g per la zona e la tipologia costruttiva di riferimento (NTC/2008)

Nel caso specifico, sulla base delle valutazioni prettamente preliminari dedotte dalle prove penetrometriche eseguite si sono riscontrati locali livelli potenzialmente suscettibili alla liquefazione nell'intervallo di profondità compreso fra 3.80-8.00

metri p.c. ovvero all'interno dello strato di terreno posto immediatamente al di sotto del piano di sbancamento previsto a - 4.00 m p.c. (Fig. 8.2.9).

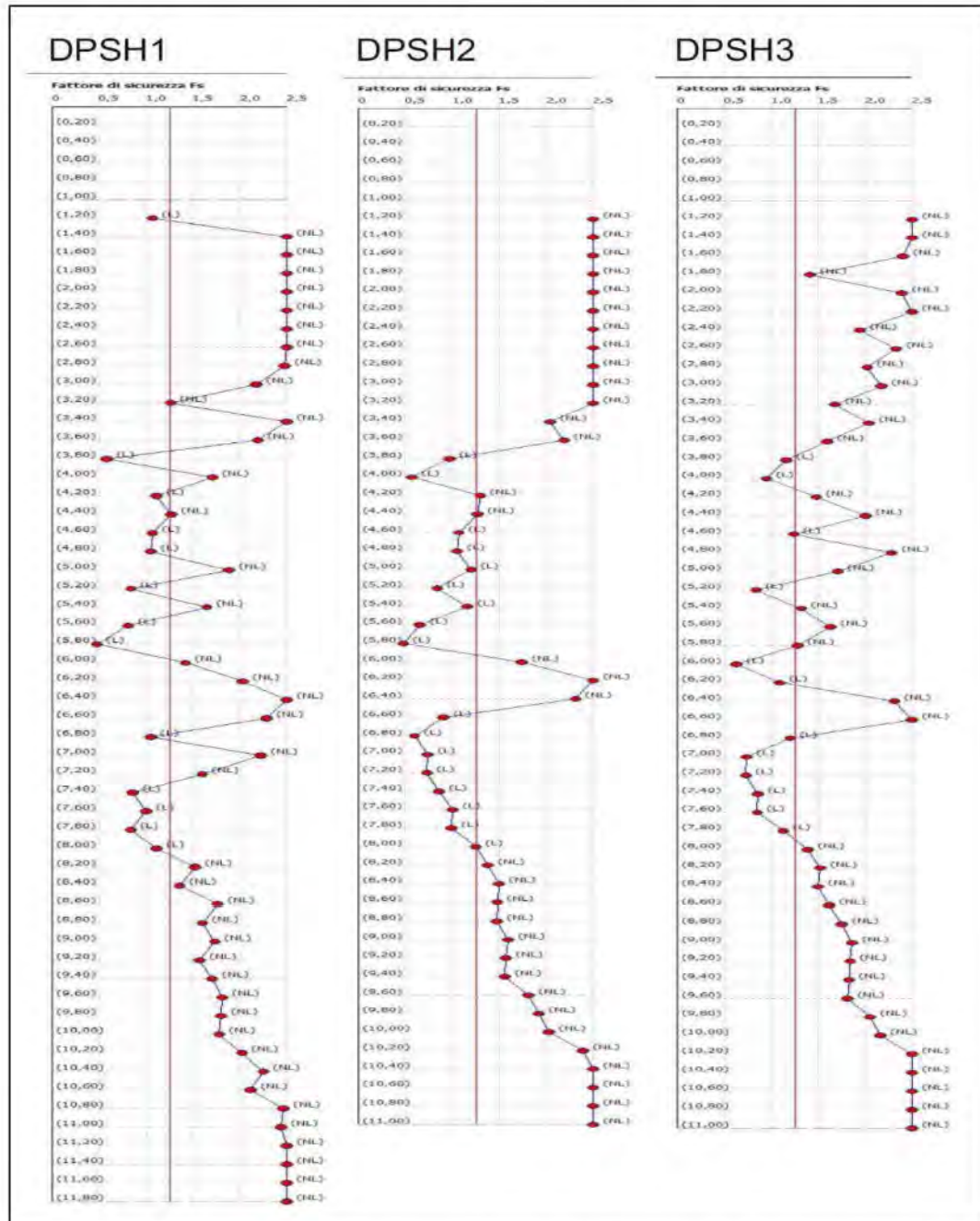


Fig. 8.2.9 Raffronto verifiche preliminari alla liquefazione sismica – verticali DPSH

Le verifiche condotte lungo la verticale di sondaggio S1 hanno, al contrario, riscontrato terreni non suscettibili al fenomeno. Considerato che il metodo di calcolo assunto si basa sui valori N_{SPT} , tale disomogeneità è connessa al fatto che i valori

N_{SPT} dedotti dalle prove DPSH sono mediamente risultati più conservativi rispetto ai valori ottenuti dalle prove dirette SPT in foro di sondaggio.

Valutazioni specifiche e puntali riguardo alla suscettibilità dei terreni di fondazione al rischio liquefazione dovranno pertanto essere svolte all'atto della progettazione esecutiva degli interventi seguendo le indicazioni normative e procedurali previste dalla vigente normativa sismica per la progettazione e costruzione di opere soggette alla azione sismica (NTC/2008 - Cap. 7 "PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE").

Se dagli approfondimenti specifici risultassero terreni suscettibili al fenomeno della liquefazione con effetti risentiti a danno del fabbricato sarà necessario prevedere azioni correttive che consentano, ad esempio, di trasferire i carichi in profondità entro lo strato ghiaioso addensato e molto addensato abbancato da 10.90-11.40 metri p.c. fino a 17.80-18.10 metri p.c. nei sondaggi S1-S2-S3 del 2001.

NTC/2008

Categorie di sottosuolo previste dalla adozione della procedura semplificata per la definizione della azione sismica di progetto

CATEGORIA A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/sec eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione di spessore massimo di 3.0 m

CATEGORIA B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori > 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche con la profondità e valori di V_{s30} compresi fra 360-800 m/sec ovvero: $N_{spt30} > 50$ per terreni a grana grossa - $Cu_{30} > 250$ KPa nei terreni a grana fine.

CATEGORIA C Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori > 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche con la profondità e valori di V_{s30} compresi fra 180-360 m/sec ovvero: N_{spt30} compreso fra 15-50 per terreni a grana grossa - Cu_{30} compreso fra 70-250 KPa nei terreni a grana fine.

CATEGORIA D Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori > 30 m caratterizzati da un graduale miglioramento delle caratteristiche meccaniche con la profondità e valori di $V_{s30} < 180$ m/sec ovvero: $N_{spt30} < 15$ per terreni a grana grossa - $Cu_{30} < 70$ KPa nei terreni a grana fine.

CATEGORIA E Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m posti sul substrato di riferimento con valori di $V_{s30} > 800$ m/sec ovvero: $N_{spt30} < 15$ per terreni a grana grossa - $Cu_{30} < 70$ KPa nei terreni a grana fine.

CATEGORIA S1 Depositati di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/sec, che includono uno strato di almeno 8 m di terreno a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche ovvero: Cu_{30} compreso fra 10-20 KPa nei terreni a grana fine.

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

Le categorie S1 e S2 sono categorie aggiuntive rispetto a quelle principali A/B/C/D/E; per tali categorie è necessario predisporre specifiche analisi per la determinazione delle azioni sismiche.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i	=	spessore strato i -esimo;
V_i	=	velocità onda di taglio i -esima;
N	=	numero strati.

Fig. 8.2.10 – Categorie di Sottosuolo previste dal D.M. 14/1/2008 (NTC/2008)

9 - CONCLUSIONI

Sulla base delle indagini eseguite e della sintesi dei relativi dati, come esposto nei precedenti paragrafi, posto:

- che, nel rispetto delle vigenti norme per le costruzioni in zona sismica (NTC/2008) la progettazione esecutiva di tutte le opere previste nell'area "A" e "B" dovrà comunque essere accompagnata da specifici studi geologici, studi geotecnici, verifiche sismiche, con indagini introspettive di dettaglio anche in relazione alla possibili variazioni litologiche, stratigrafiche e idrogeologiche, stante l'eterogeneità che caratterizza normalmente i depositi alluvionali,

si esprimono le valutazioni e/o indicazioni di seguito riportate.

Le aree di intervento (area "A" e "B") interessano un tratto di fondovalle alluvionale alla foce del torrente Arzilla. L'area è caratterizzata da condizioni morfo-stratigrafiche suscettibili di fenomeni di amplificazione sismica; favorevoli riscontri rispetto alla suscettibilità all'amplificazione sismica si deducono anche dalla prova sismica MASW condotta nell'area "A"; la prova ha infatti fornito valori di velocità delle onde sismiche di taglio V_{s30} (per le finalità delle NTC/2008) dell'ordine di **328 m/sec** quindi riconducibili a sottosuoli di **tipo "C"** capaci di generare amplificazione stratigrafica; trattandosi infatti di valori di velocità V_s inferiori a 800 m/sec (dove con $V_s > 800$ m/sec si assume, di norma, il valore minimo attribuibile al bed-rock sismico che non determina amplificazione litologica) si deduce che il sottosuolo induce effetti di amplificazione del moto sismico.

Riguardo alla suscettibilità delle aree di fondovalle alla liquefazione sismica, le valutazioni prettamente preliminari dedotte sull'area "A" dove è prevista l'edificazione del fabbricato, hanno riscontrato, sulla base dei valori N_{SPT} dedotti dalle prove penetrometriche DPSH eseguite, locali livelli potenzialmente suscettibili alla liquefazione nell'intervallo di profondità compreso fra 3.80-8.00 metri p.c., ovvero all'interno dei terreni posti immediatamente al di sotto del piano di sbanco previsto da progetto a - 4.00 m p.c. per il fabbricato nell'area "A"; le verifiche condotte lungo la verticale di sondaggio S1 hanno, al contrario, riscontrato terreni non suscettibili al fenomeno. Tale disomogeneità è connessa al fatto che i valori N_{SPT} dedotti dalle prove DPSH sono mediamente risultati più conservativi rispetto ai



valori ottenuti dalle prove dirette SPT in foro di sondaggio. Valutazioni specifiche e puntali riguardo alla suscettibilità dei terreni di fondazione al rischio liquefazione dovranno pertanto essere svolte all'atto della progettazione esecutiva degli interventi seguendo le indicazioni normative e procedurali previste dalla vigente normativa sismica per la progettazione e costruzione di opere soggette alla azione sismica (NTC/2008 - Cap. 7 "PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE"). Se dagli approfondimenti specifici risultassero terreni suscettibili al fenomeno della liquefazione con effetti risentiti a danno del fabbricato sarà necessario prevedere azioni correttive che consentano, ad esempio, di trasferire i carichi in profondità entro lo strato ghiaioso addensato e molto addensato abbancato indicativamente da 11 a 18 m p.c. circa - sondaggi 2001).

Le aree sono prevalentemente associate a terreni granulometricamente eterogenei (sabbie, ghiaie, limi e argille variamente intercalati fra loro) con falda freatica superficiale. Nell'area "A", dove è prevista l'edificazione del complesso edilizio, i sedimenti del complesso alluvionale si caratterizzano per la presenza di terreni meno resistenti al tetto (da poco addensati a moderatamente addensati - AGI 1977) passanti, in profondità, a terreni addensati - molto addensati in corrispondenza dell'orizzonte ghiaioso abbancato da 11 a 18 m p.c. circa (sondaggi S1-S2-S3 del 2001). Nell'area "B" si riscontrano in prevalenza sedimenti ghiaiosi al di sotto di una copertura di riporto superficiale generalmente contenuta entro 3.00 m di spessore. Nell'area "A" la quota della falda idrica è stata riscontrata, nelle diverse indagini eseguite (indagini 2001 e indagini 2014) a profondità variabile da m -0.90 a m - 1.80 p.c.. Nell'area "B" la falda è stata riscontrata nei sondaggi eseguiti (indagini 2000) alla profondità variabile da m - 2.90 a m -5.40 p.c.; in tal caso, tale differenza di profondità della falda idrica è dovuta alla variazione della topografia del suolo; ovviamente la falda idrica è confinata all'interno dello strato ghiaioso e la sua piezometrica risente delle portate del torrente Arzilla e delle maree (data la vicinanza al mare) oltre che delle naturali oscillazioni connesse al variare del regime meteo-climatico locale.

Nell'area "A", la presenza della falda freatica così superficiale, con le relative oscillazioni connesse anche al variare del regime meteo-climatico locale condiziona le scelte di progetto alla necessità di contemplare soluzioni che scongiurino l'interferenza idraulica della falda con i piani di calpestio dei vani interrati del fabbricato previsto. Considerato il contesto urbanizzato dell'area sarà necessario



valutare in sede di progettazione esecutiva la realizzazione delle opere provvisorie più idonee per la realizzazione degli interrati previsti, da progetto, con sbancamento fino a circa 4.0 m p.c.. La scelta, da parte del progettista, della tipologia di opera più idonea dovrà tenere in debito conto: **a)** la prevalente natura incoerente del terreno, la profondità della falda e la relativa interferenza con lo scavo e l'opera; **b)** la presenza e la relativa distanza dello scavo dai fabbricati e/o manufatti/infrastrutture adiacenti con le relative fondazioni.

In generale, gli sbancamenti ed i riporti di terreno dovranno: **a)** essere sempre condotti adottando tutti gli accorgimenti necessari per la sicurezza e per la stabilità delle strutture adiacenti; **b)** essere sempre protetti con opere di contenimento opportunamente dimensionate e drenate a monte come previsto dalle vigenti Norme.

Rispetto allo scenario di rischio esondazione del torrente Arzilla nel tratto prospiciente l'area di intervento "B" l'attuale configurazione arginale espone al rischio esondazione le aree limitrofe già con portate di deflusso corrispondenti a tempi di ritorno decennali ($Q = 225 \text{ m}^3/\text{sec}$); l'area primariamente esposta ai fenomeni di esondazione fluviale, conseguenti ad eventi di piena non sopportabili dalla attuale conformazione fluviale, è quella posta lungo l'argine sinistro dove si riscontra il punto più "critico" in corrispondenza del taglio dell'argine all'altezza della pista ciclabile Pesaro-Fano a lato del ponte FF.SS. come da figura 8.1.a.

Con l'attuazione delle previsioni di progetto si possono dedurre effetti favorevoli in termini di riduzione dello scenario di rischio esondazione attuale per effetto dell'innalzamento dell'argine alla quota fissata a + 3.30 metri in corrispondenza del punto più "critico" in sponda sinistra a ridosso del ponte FF.SS.. Dalle simulazioni effettuate si stima infatti che la quota arginale a + 3.30 m possa consentire portate di deflusso ben maggiori e sostanzialmente riferibili a tempi di ritorno T_r 50 anni (circa $300 \text{ m}^3/\text{sec}$) rispetto allo stato attuale con portate di esondazione già a partire da valori riferibili a T_r 10 anni.

Inoltre, la realizzazione del ponte carrabile in sostituzione della ponticello ciclo-pedonale a valle del ponte FF.SS. comporta l'aumento della sezione di deflusso attuale con evidenti benefici in termini di portate smaltibili come si può ben vedere dalla figura 8.1.i.



Valutazioni di dettaglio saranno eseguite a corredo della progettazione esecutiva delle opere.

In fase esecutiva si resta a disposizione per fornire assistenza per quanto di competenza in ordine agli interventi previsti al fine di:

- verificare, anche attraverso osservazioni e misure in corso d'opera, la validità delle ipotesi assunte;
- adeguare, eventualmente, le opere alle situazioni effettivamente riscontrate;
- valutare soluzioni d'intervento opportune per garantire adeguate condizioni di sicurezza e stabilità.

Fano, Febbraio 2014



Appendice 1

CORRELAZIONI PER L'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

DEFINIZIONI

N_{SPT}	numero colpi / 30 cm della prova penetrometrica SPT
Qc	resistenza statica alla punta della prova penetrometrica statica CPT
Fs	resistenza specifica laterale della prova penetrometrica statica CPT
Qt	resistenza statica alla punta corretta per effetto della pressione interstiziale
Pvo	pressione litostatica totale
P'vo	pressione litostatica efficace
P'c	pressione di consolidazione

INTERPRETAZIONE LITOLOGICA

Racc. AGI 1977	$Qc/Fs \leq 15$	Torba e Argilla Organica
	$Qc/Fs = 15/30$	Limi e Argille
	$Qc/Fs = 30/60$	Limi Sabbiosi / Sabbie Limose
	$Qc/Fs > 60$	Sabbie e Sabbie con Ghiaia
Searle 1979	$Qc/Fs \leq 6.0$	Torba
	$Qc/Fs = 6.0/8.5$	Argilla Torbosa
	$Qc/Fs = 8.5/12.0$	Argilla
	$Qc/Fs = 12.0/16.0$	Argilla Limosa
	$Qc/Fs = 16.0/23.0$	Limo Argilloso
	$Qc/Fs = 23.0/32.0$	Limo Argilloso Sabbioso
	$Qc/Fs = 32.0/45.0$	Sabbia Argilloso Limosa
	$Qc/Fs = 45.0/60.0$	Sabbia Limosa
	$Qc/Fs = 60.0/85.0$	Sabbia
	$Qc/Fs = 85.0/120.0$	Sabbia Ghiaiosa
	$Qc/Fs = 120/160$	Ghiaia Sabbiosa
	$Qc/Fs = 160/450$	Ghiaia

RAPPORTO Qc/N_{SPT}

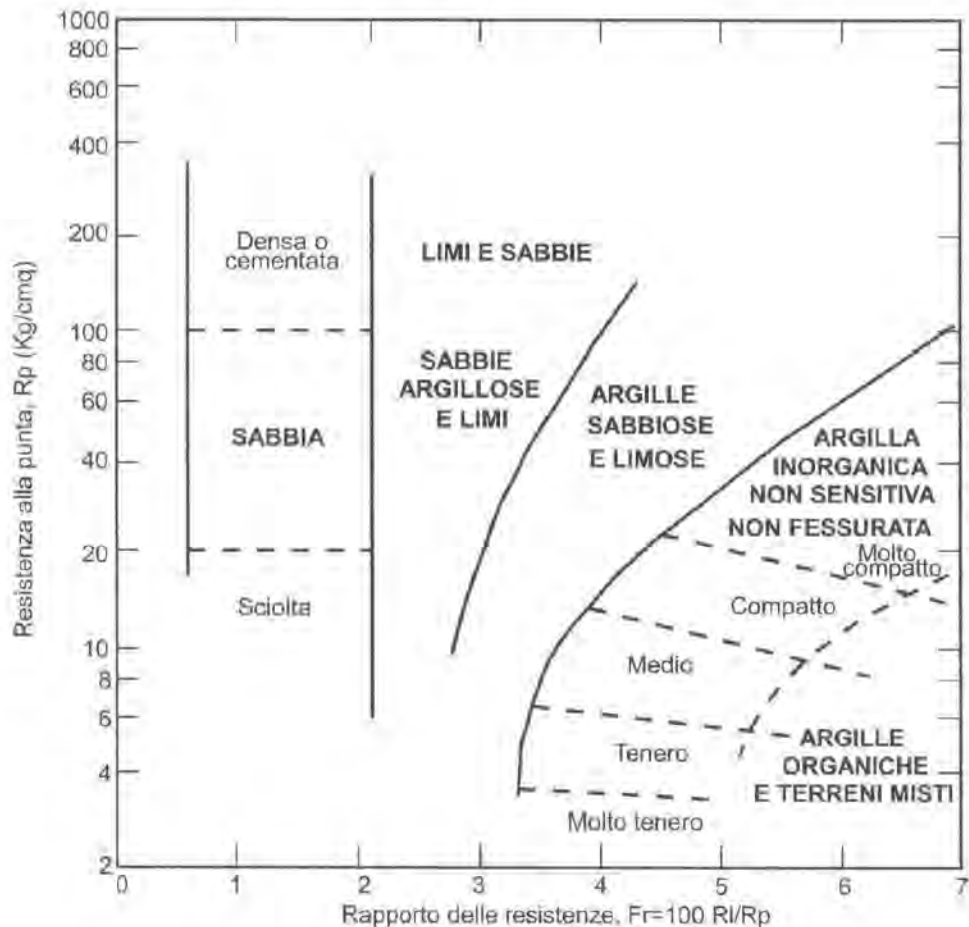
Robertson et Al. 1983	$Qc/N_{spt} = 1-2$	per Argille e Argille Limose
	$Qc/N_{spt} = 2-3$	per Limi argillosi, Limi sabbiosi
	$Qc/N_{spt} = 3-4$	per Sabbie limose
	$Qc/N_{spt} = 4-5$	per Sabbie fini e medio fini
	$Qc/N_{spt} = 5-8$	per Sabbie medie e grossolane

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI - RACC. AGI 1977

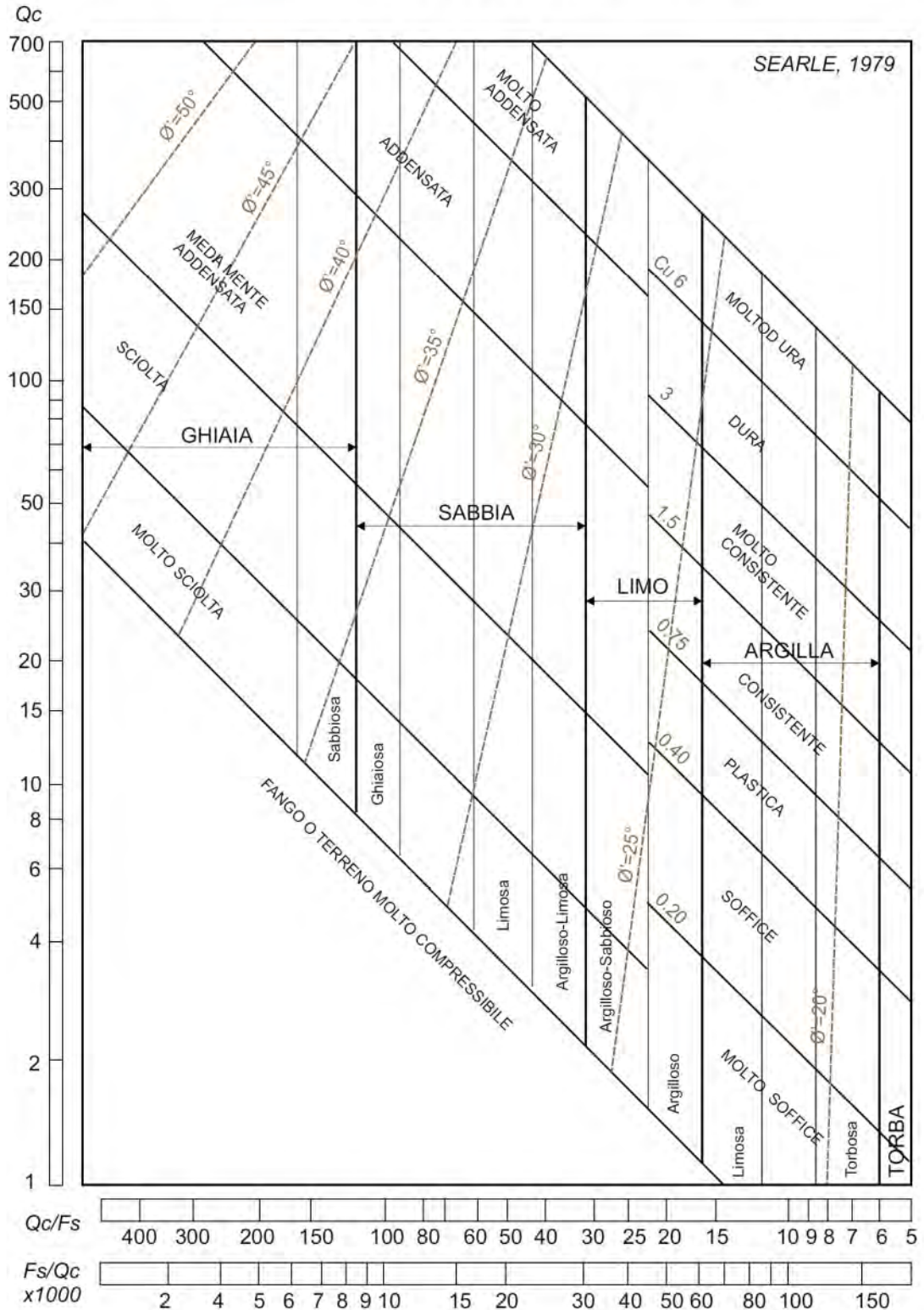
SABBIE	NSPT	STATO DI ADDENSAMENTO
	0 - 4	sciolto
	4 - 10	poco addensato
	10 - 30	moderatamente addensato
	30 - 50	addensato
	> 50	molto addensato

ARGILLE	NSPT	STATO DI CONSISTENZA
	< 2	privo di consistenza
	2 - 4	poco consistente (molle)
	4 - 8	moderatamente consistente
	8 - 15	consistente
	15 - 30	molto consistente
> 30	estremamente consistente (duro)	

**GRAFICO DI SCHMERTMANN (1978)
IDENTIFICAZIONE LITOLOGICA DA PROVE CPT**



CORRELAZIONE GRAFICA DI SEARLE (1979) - PROVE CPT





COESIONE NON DRENATA C_u - TERRE COESIVE

Racc. AGI 1977	$C_u = Q_c/A$ $A = 15-25$	
Mayne – Kemper 1988	$C_u = Q_c - P_{vo} / A$ $A = 20$ $A = 15$	per punta meccanica per punta elettrica
Levadoux & Baligh 1980	$C_u = Q_c - P_{vo} / A$ $A = 14$ $A = 17+/- 5$ $A = 10-30$	per argille tenere per argille sovraconsolidate per argille fessurate
Stroud 1974	$C_u = F N_{SPT}$ $F = 3.5-6.5 \text{ KPa}$	(valore medio 4.4)
Terzaghi-Peck	$C_u = 0.067 N_{SPT}$	(Kg/cm ²) per argille di media plasticità
Shioi-Fukui 1982	$C_u = F N_{SPT}$ $F = 0.025$ $F = 0.05$	(Kg/cm ²) per argille di media plasticità per argille di alta plasticità

MODULO EDOMETRICO (E) - TERRE COESIVE

Mitchell-Gardner 1975	$E = B \times Q_c$ $B = 1-2.5$ $B = 2-5$ $B = 3-8$ $B = 2-6$ $B = 1-3$ $B = 3-6$	per Argille CL con $Q_c > 2 \text{ MPa}$ per Argille CL con $Q_c = 0.7-2 \text{ MPa}$ per Argille CL con $Q_c < 0.7 \text{ MPa}$ per Argille e limi CH con $Q_c < 2 \text{ MPa}$ per Limi ML con $Q_c < 2 \text{ MPa}$ per Limi ML con $Q_c > 2 \text{ MPa}$
Mayne et Al. 1980	$E = 8.25 \times (Q_c - P_{vo})$	
Stroud – Butler 1975	$E = F N_{SPT}$ $F = 5$ $F = 6$	(Kg/cm ²) per argille di media plasticità per argille di bassa plasticità

GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE O.C.R. - TERRE COESIVE

Mayne & Kemper 1988	$OCR = 0.37 \times [(Q_c - P_{vo})/P'_{vo}]^{1.01}$	
Kulhavy & Mayne 1990	$OCR = K \times [(Q_t - P_{vo})/P'_{vo}]$	con $K = 0.2 \approx 0.3$



ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO EFFICACE (Φ')

Peck-Hanson-Thorburn, 74	$\Phi' < 25^\circ$ $\Phi' = 25-30^\circ$ $\Phi' = 30-36^\circ$ $\Phi' = 36-41^\circ$ $\Phi' > 41^\circ$	per $N_{spt} < 4$ (sabbia molto sciolta) per $N_{spt} 4-10$ (sabbia sciolta) per $N_{spt} 10-30$ (sabbia media) per $N_{spt} 30-50$ (sabbia densa) per $N_{spt} > 50$ (sabbia molto densa)
Schmertmann 1977	$\Phi' = 28+0.14 Dr$ $\Phi' = 34+0.10 Dr$ $\Phi' = 38+0.08 Dr$	per sabbie fini uniformi per sabbie medie e grossolane per sabbie e ghiaie, ghiaietto
Road Bridge Specification	$\Phi' = (15 \times N_{SPT})^{0.5} + 15$	
Peck 1953	$\Phi' = 0.3 \times N_{SPT} + 20$	per sabbie N.C.
Sowers 1961	$\Phi' = 28 + 0.28 N_{SPT}$	Per sabbie prof. ott. < 4.0 m (sopra falda) prof. ott. < 7.0 m (sotto falda)
Owasaki & Iwasaki	$\Phi' = (20 \times N_{SPT})^{0.5} + 15$	Per sabbie medie, grossolane Ghiaiose
De Beer (1965/1967)	$\Phi' = 5.9 + 4.76 \times \ln (Q_c/P'v_0)$	per sabbie N.C.
Koppejan	$\Phi' = 5.8 + 5.21 \times \ln (Q_c/P'v_0)$	per sabbie N.C.
Caquot	$\Phi' = 9.8 + 4.96 \times \ln (Q_c/P'v_0)$	per sabbie N.C.
Searle 1979	Correlazione grafica	

MODULO DI DEFORMAZIONE (E) - TERRE INCOERENTI

Trofimenkov 1974	$E = B \times Q_c$	$B = 3.5$ (per sabbie)
Mitchell-Gardner 1975	$E = B \times Q_c$	$B = 1.5-3.0$ (per sabbie)
Farrent 1963	$E = 7.1 N_{SPT}$	per sabbie (Kg/cm ²)
Menzebach & Malcev	$E = C \times N_{SPT} + 38$	$C = 3.54$ (sabbie fini) $C = 4.46$ (sabbie medie) $C = 10.46$ (sabbie e ghiaie) $C = 11.84$ (sabbia ghiaiosa)



DENSITA' RELATIVA (Dr)

Terzaghi-Peck 1948

Gibbs-Holtz 1957

Dr = 0-15% Sabbia molto sciolta

(N_{SPT} 0-4)

Dr = 15-35% Sabbia sciolta

(N_{SPT} 4-10)

Dr = 35-65% Sabbia media

(N_{SPT} 10-30)

Dr = 65-85% Sabbia densa

(N_{SPT} 30-50)

Dr = 85-100% Sabbia molto densa

(N_{SPT} > 50)

Harman

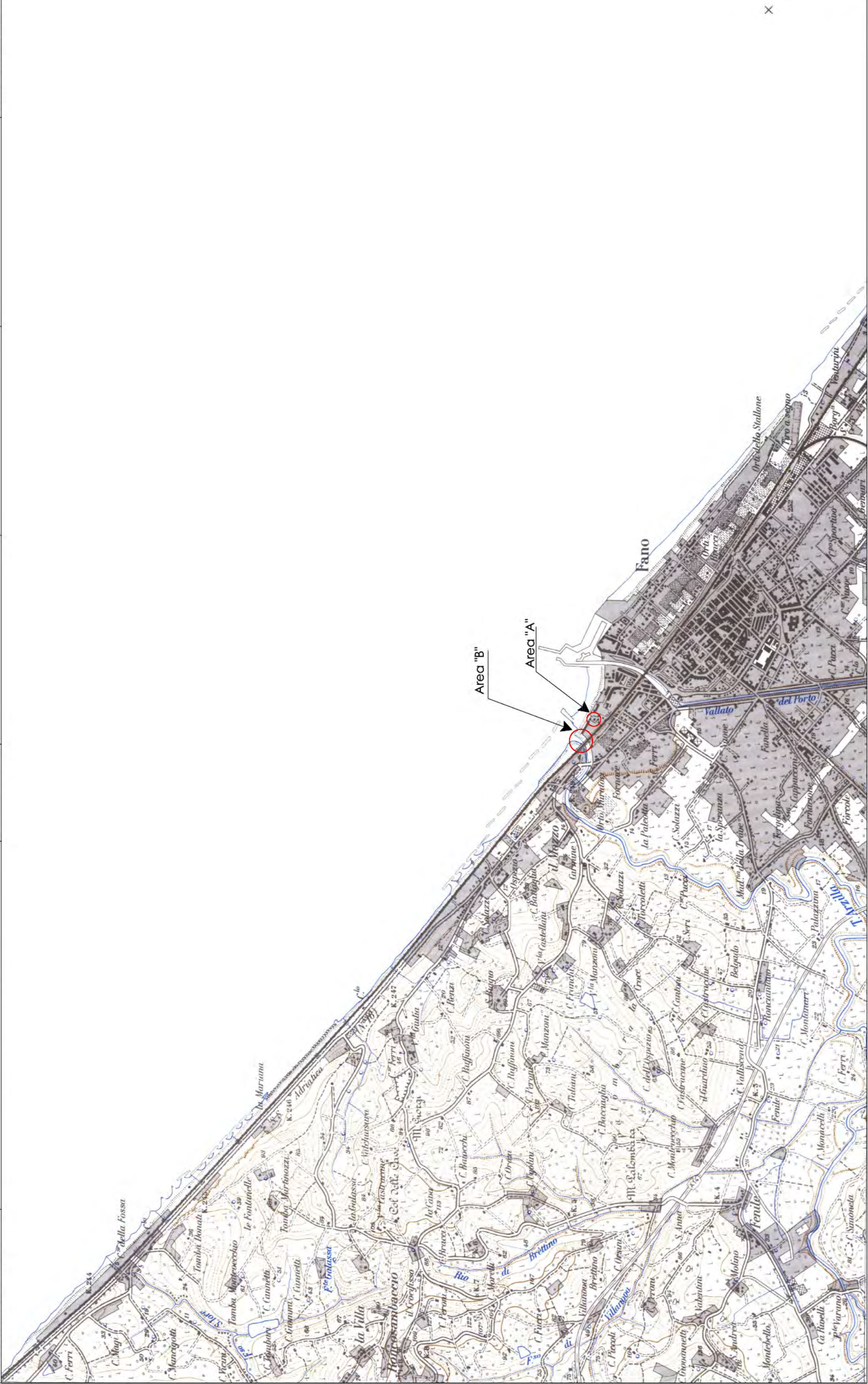
Dr = $34,36 \times \ln \left(\frac{Q_c}{12,3 \times P'_{vo}{}^{0,7}} \right)$

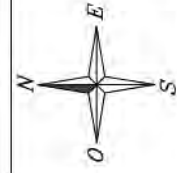
per sabbie



Allegati

Allegato	1.1	COROGRAFIA I.G.M. 1:25.000
Allegato	1.2	CARTA TECNICA REGIONALE C.T.R. 1:10.000
Allegato	1.3	STRALCIO CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO (PAI)
Allegato	1.4	CARTA GEOLOGICA 1:10.000
Allegato	1.5	CARTA IDROGEOLOGICA 1:10.000
Allegato	1.6	CARTA GEOMORFOLOGICA E DELLE PERICOLOSITA' GEOLOGICHE E SISMICHE 1:5.000
Allegato	1.7	CARTA DELLA VULNERABILITA' DELLA FALDA 1:1.000
Allegato	1.8	CARTA PLANOALTIMETRICA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE 1:1.000
Allegato	1.9	SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE







Geol. Angelo RENZONI
Geol. Michele GLIASCHERA
Geol. Walter BORGHI

Via Gozzi n. 10/A - 61032 Fano (PU)
Tel. 0721 861494/862875
e-mail geocon@fastwebnet.it

PROPOSTA DI VARIANTE AL P.R.G. VIGENTE - SCHEDA
ST1_P02 COMPARTO TURISTICO-ALBERGHIERO
"EX HOTEL VITTORIA"

Loc. Lido di Fano-Viale Simonetti - Comune di Fano

**STRALCIO CARTA DEL RISCHIO
IDROGEOLOGICO (P.A.I.)**

TAVOLA
RI 7



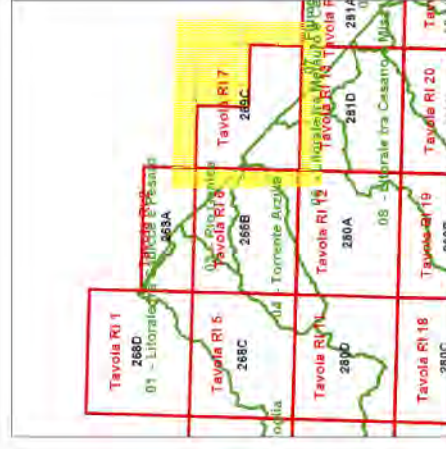
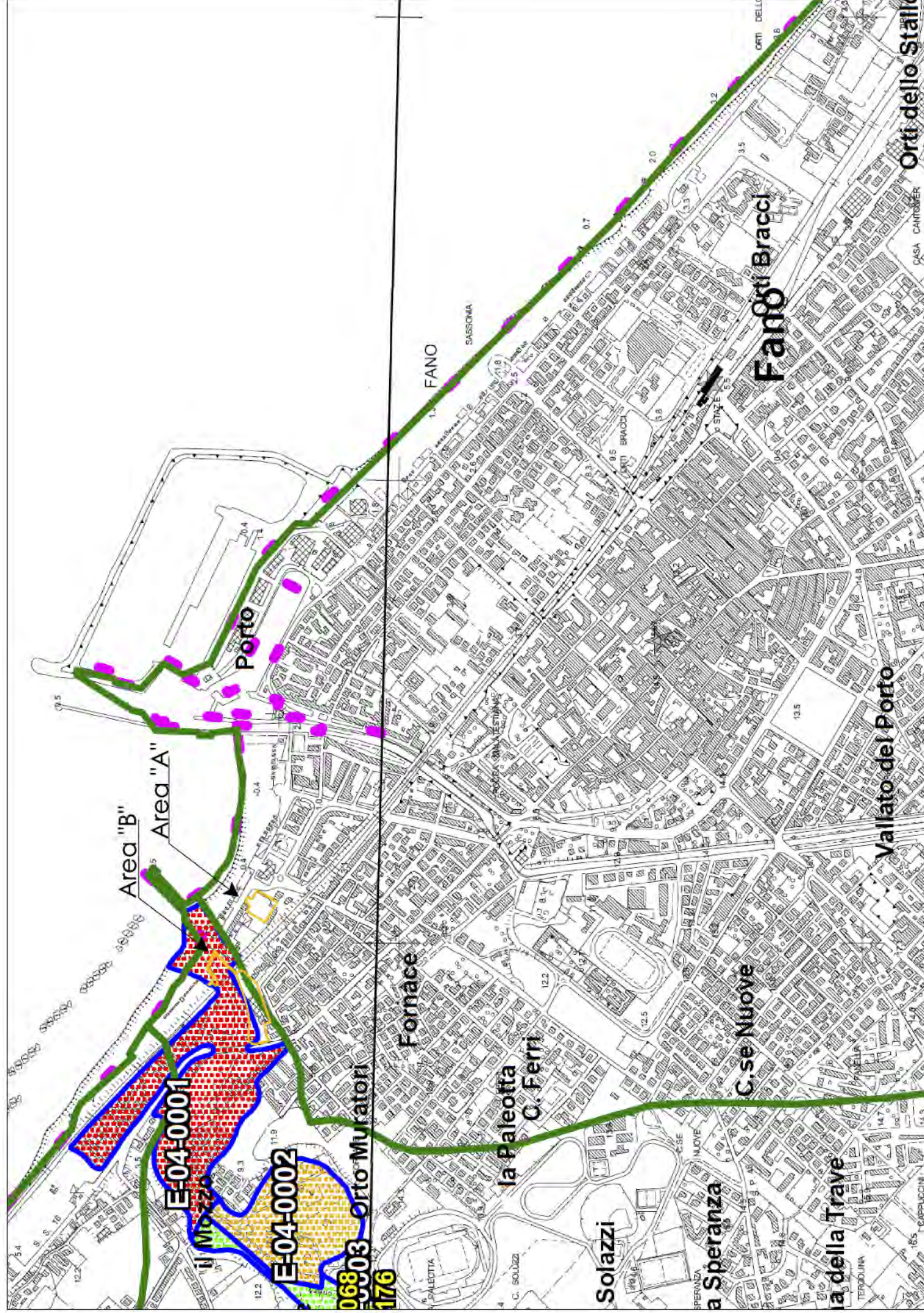
ALLEGATO

1.3

SCALA 1:10.000

Commissa: 1/30/10

Data: Gennaio 2014



INQUADRAMENTO TAVOLA RI
INQUADRAMENTO TAVOLE RIDUZIONE CTR 1:25.000
INQUADRAMENTO BACINI IDROGRAFICI

LEGENDA

Aree a rischio frana
(codice F-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Aree a rischio esondazione
(codice E-xx-yyyy)

- Rischio moderato (R1)
- Rischio medio (R2)
- Rischio elevato (R3)
- Rischio molto elevato (R4)

Aree a rischio valanga
(codice V-xx-yyyy)

- Rischio molto elevato (R4)

Limite di bacino idrografico

DESCRIZIONE CODICE LEGATO AI FENOMENI

numero identificativo di bacino
Z-XX-YYYY
numero progressivo fenomeno
posiz. n.° di rischio

Limite Regionale
Limite Provinciale



Geol. Angelo RENZONI
Geol. Michele GLIASCHERA
Geol. Walter BORGHI

Via Gozzi n. 10/A 61032 Fano (PU)
Tel. 0721 861494/862875
e-mail geocon@fastwebnet.it

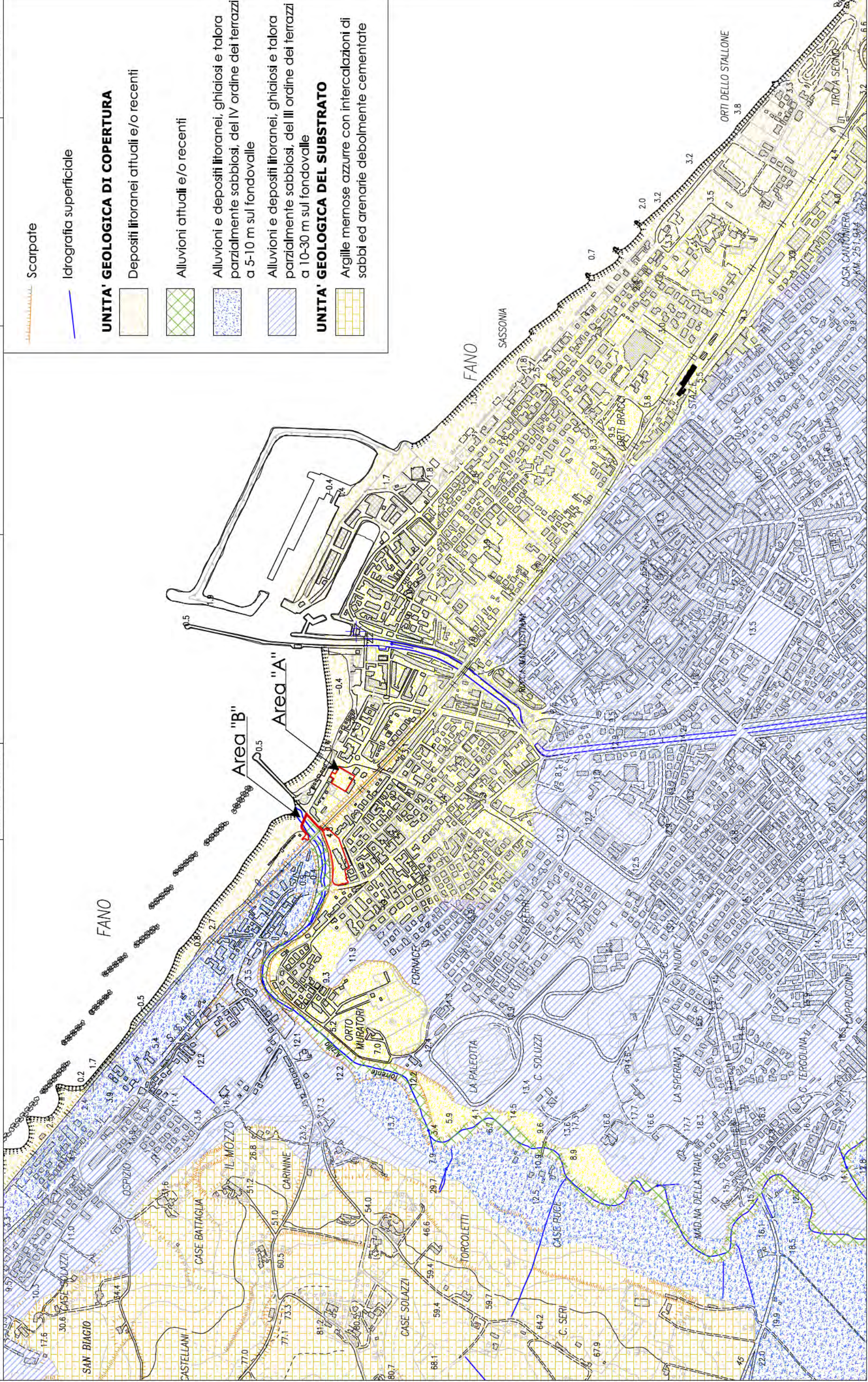
PROPOSTA DI VARIANTE AL P.R.G. VIGENTE - SCHEDA
ST1_P02 COMPARTO TURISTICO-ALBERGHIERO
"EX HOTEL VITTORIA"
Loc. Lido di Fano-Viale Simonetti - Comune di Fano

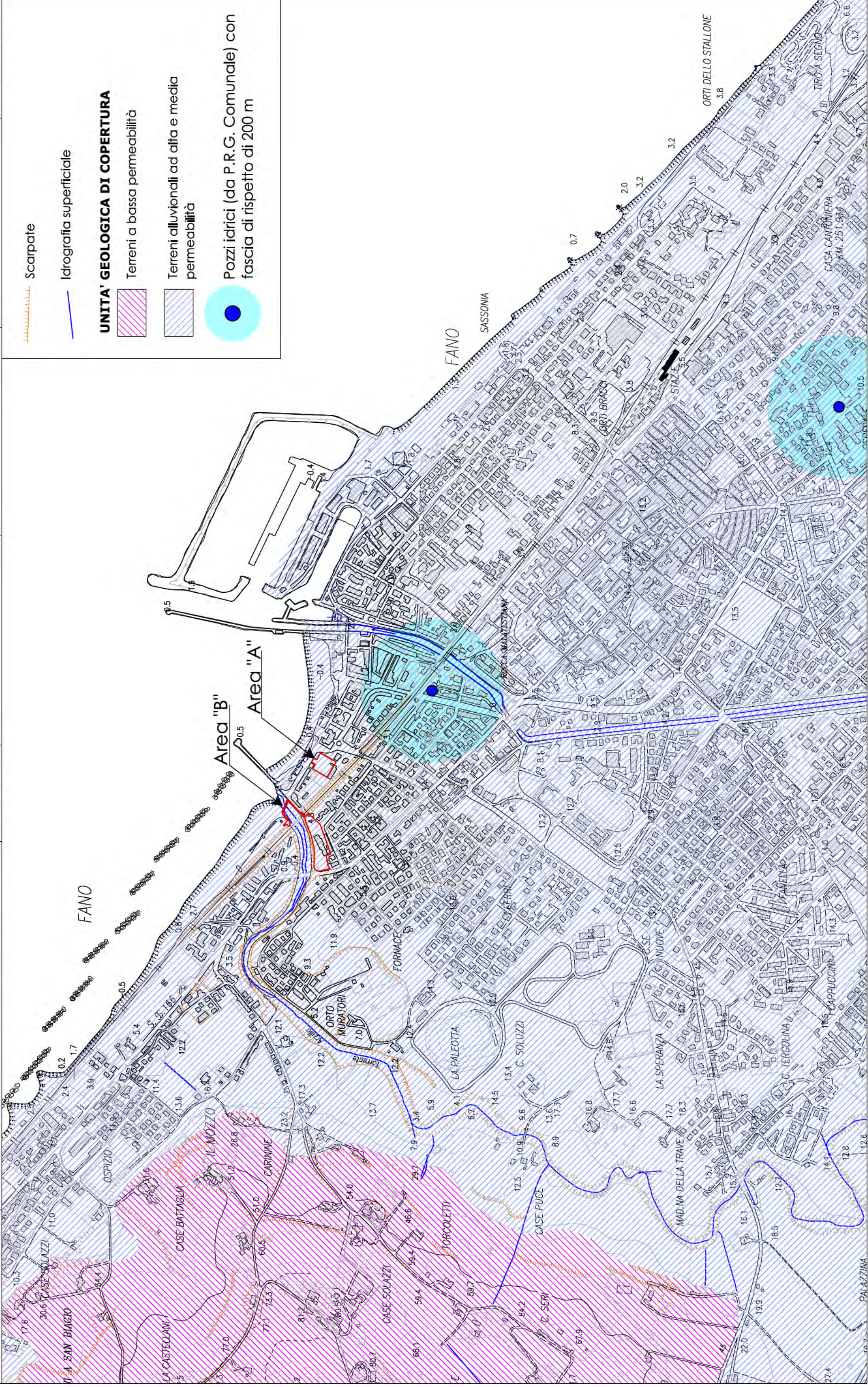
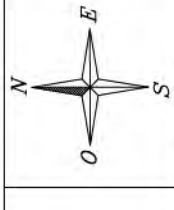
CARTA GEOLOGICA

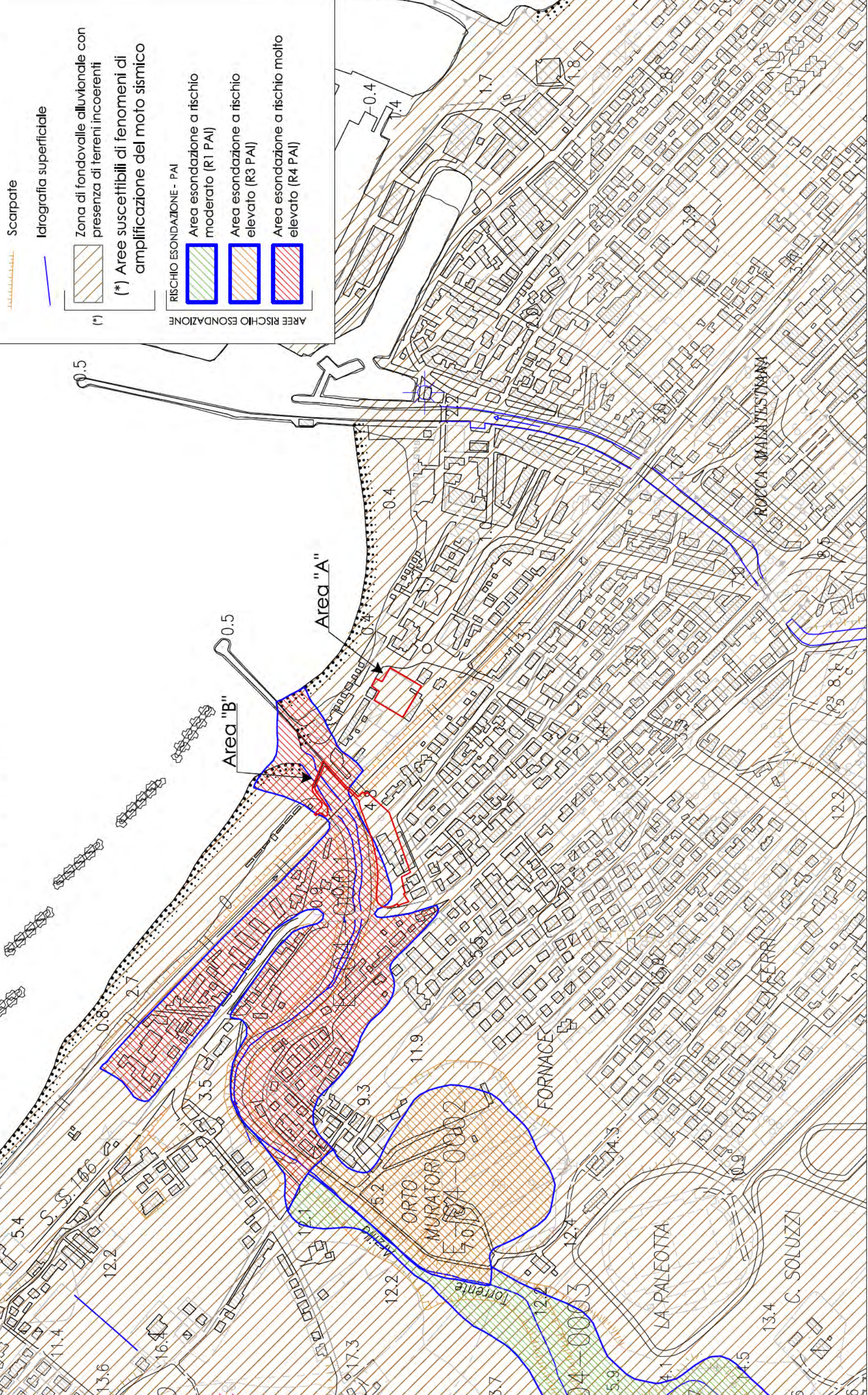
SEZIONE
268120-268160
269090-269130



ALLEGATO
1.4
SCALA 1:10.000
Commissa: 1130/10
Data: Gennaio 2014







Scarpate

Idrografia superficiale

(*) Zona di fondovalle alluvionale con presenza di terreni incoerenti

(*) Aree suscettibili di fenomeni di amplificazione del moto sismico

RISCHIO ESONDAZIONE - PAI

Area esondazione a rischio moderato (R1 PAI)

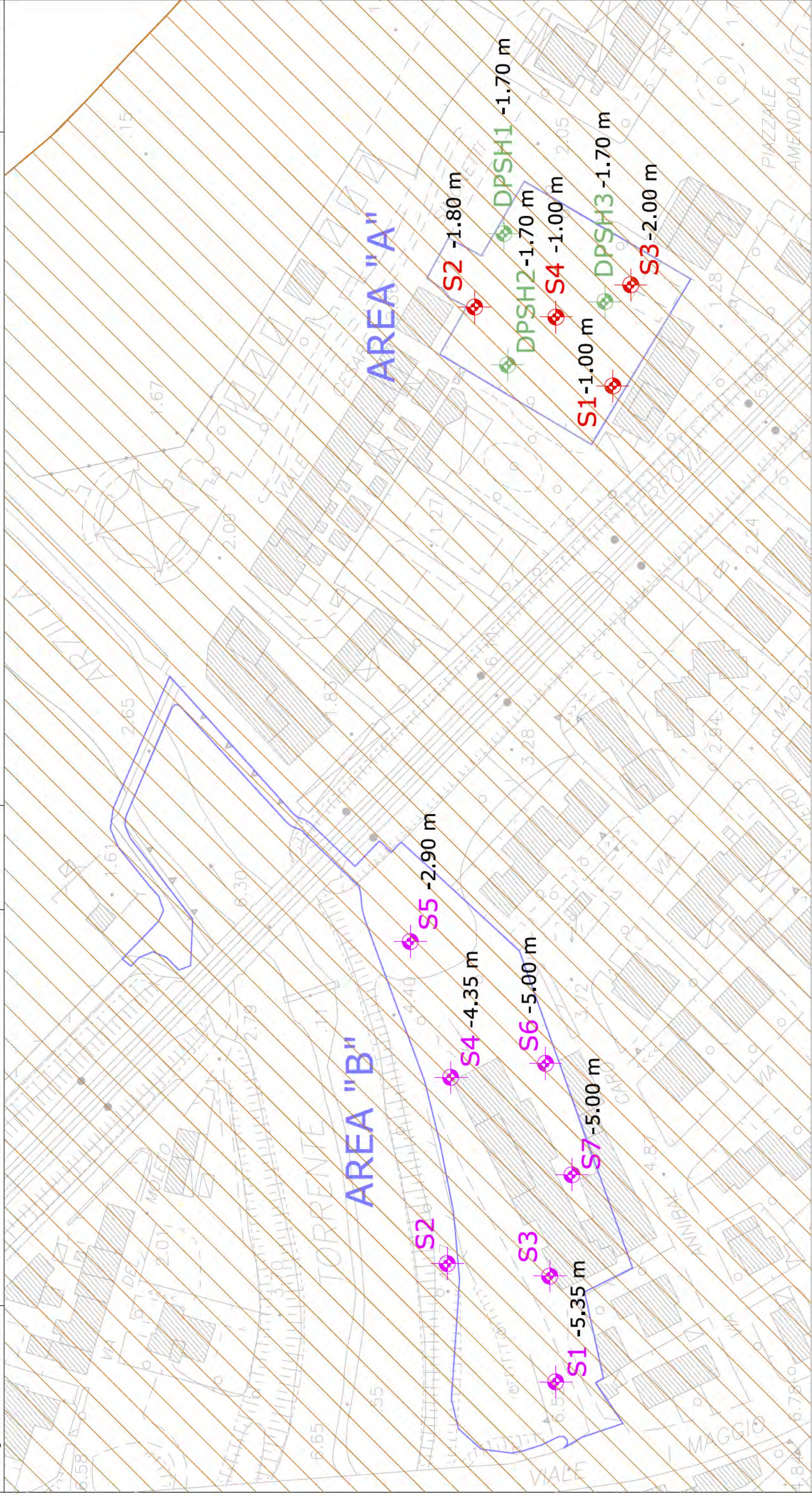
Area esondazione a rischio elevato (R3 PAI)

Area esondazione a rischio molto elevato (R4 PAI)

AREE RISCHIO ESONDAZIONE



SEZIONE
268110
268120



VULNERABILITA' ALTA (0,63/0,70)
la vulnerabilità è stata calcolata con
metodo G.O.D. (Foster e Hirata, 1997)



PERIMETRO AREE DI INTERESSE



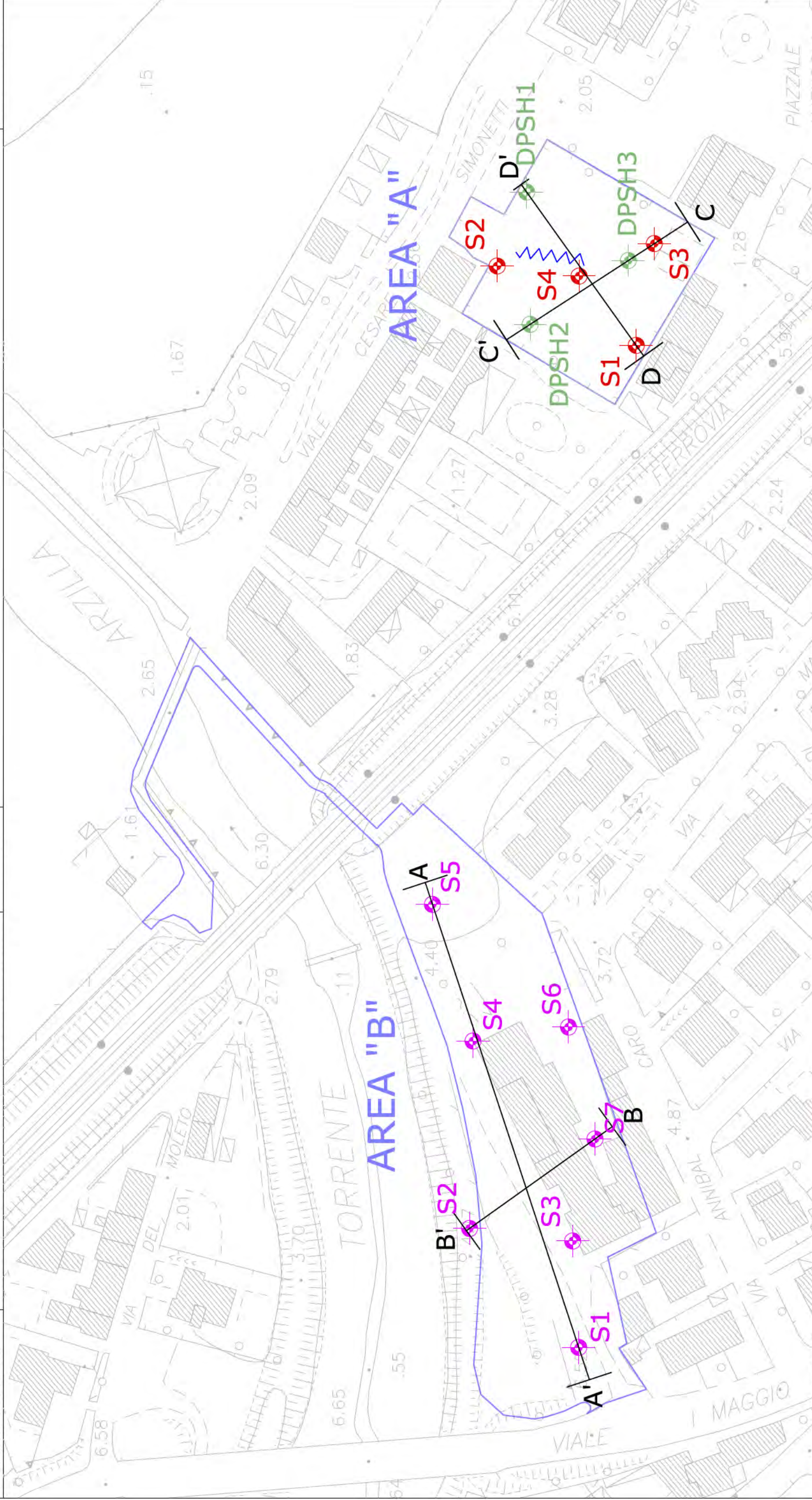
**SONDAGGI 27-30/11/2001
e PROFONDITA' FALDA (m.s.l.m.)**



**PROVE DPSH 03/01/2014
e PROFONDITA' FALDA (m.s.l.m.)**

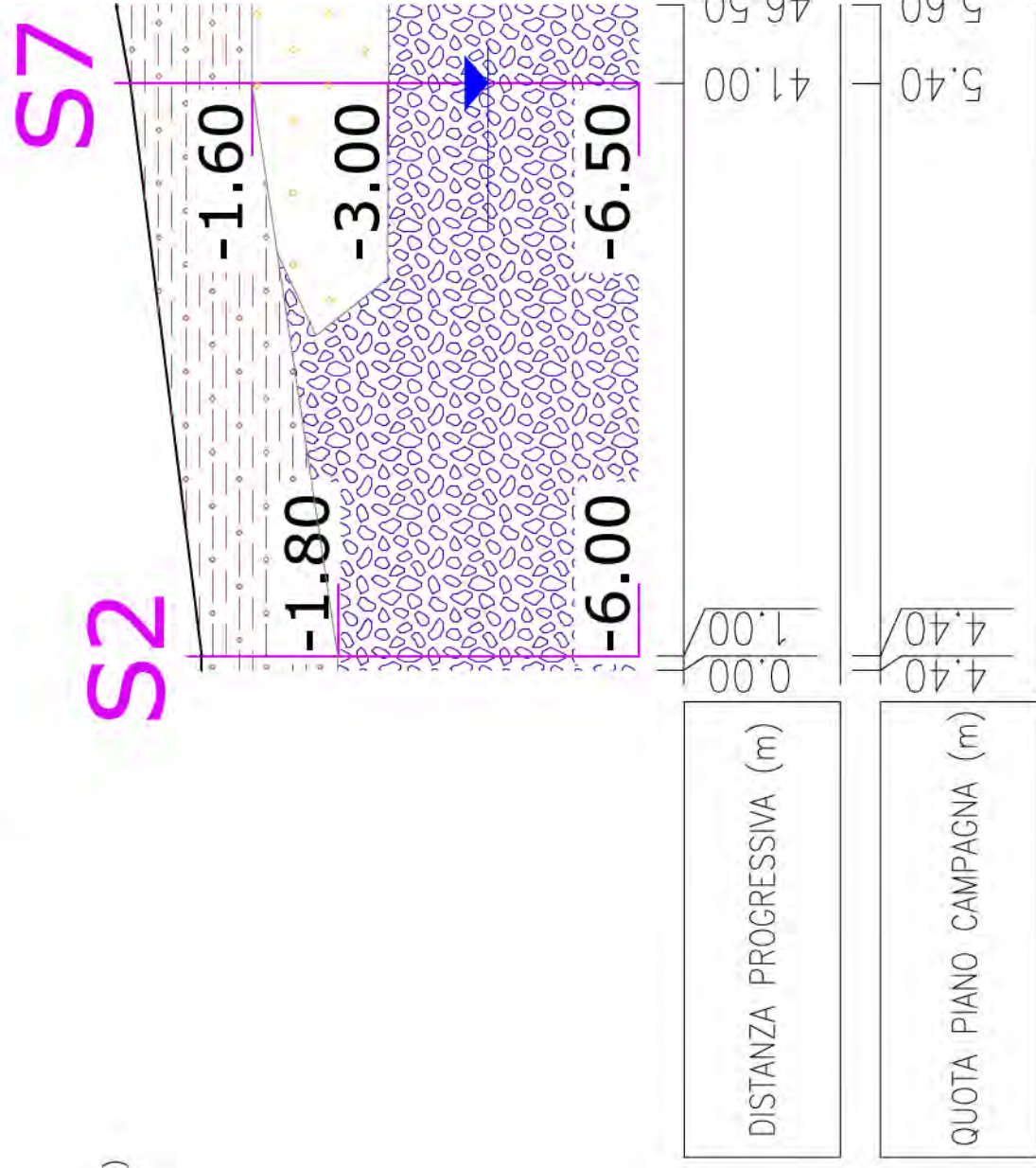


SEZIONE
268110
268120



-  PERIMETRO AREE DI INTERESSE
-  ^{Sn} SONDAGGI 27-30/11/2001
-  ^{DPSHn} PROVE DPSH 03/01/2014
-  ^{Sn} SONDAGGI 02/08/2000
-  PROVA SISMICA MASW 03/01/2014
-  SEZIONI GEOLOGICHE

AREA "B" SEZIONE B-B' Scala lunghezze 1:500 Scala altezze 1:100



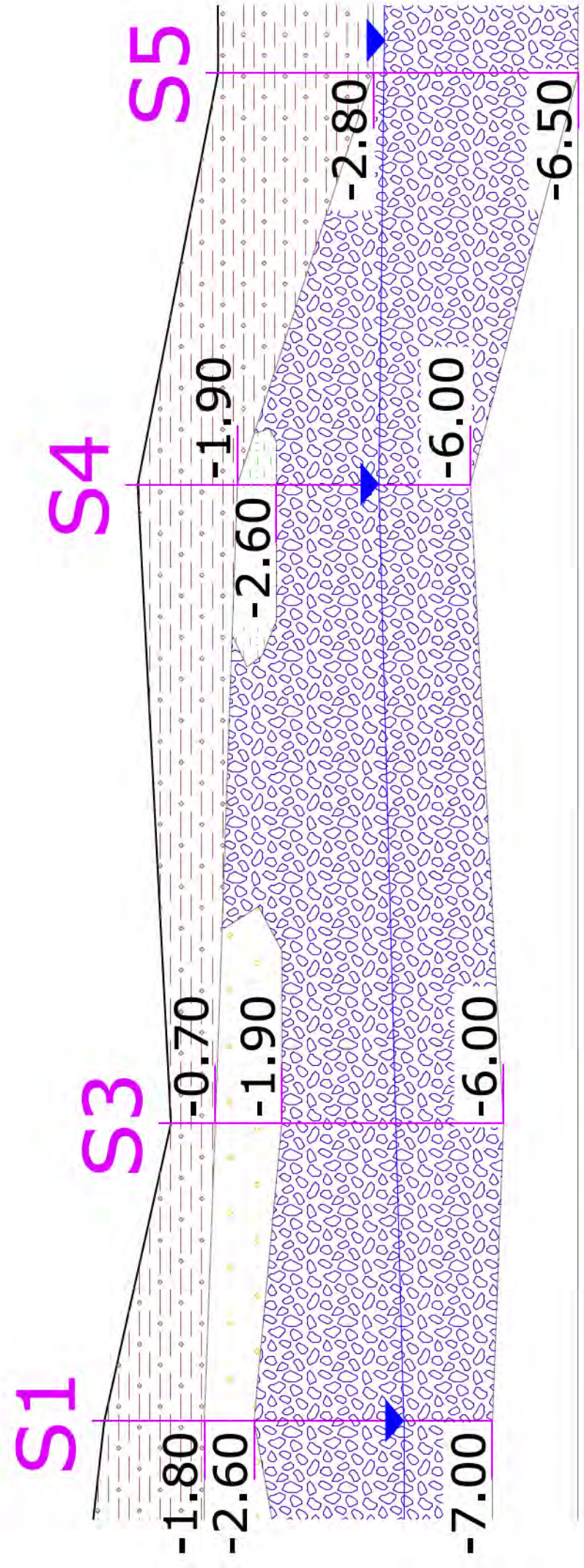
PROFONDITA' FALDA:
S7:-5,00 m (02/08/2000)

- R** riporto antropico
- S-G** sabbie e ghiaie variamente intercalate
- LA-LS** limi argillosi, limi sabbiosi
- G** ghiaie in matrice sabbiosa e limosa
- A** argille grigie
- S_n** QUOTA FALDA (m.s.l.m.)

SONDAGGI 02/08/2000

AREA "B" SEZIONE A-A' Scala lunghezze 1:500 Scala altezze 1:100

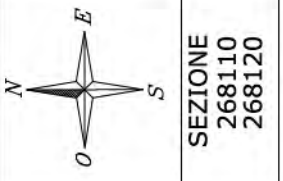
PROFONDITA' FALDA:
S1: -5.40 m (02/08/2000)
S4: -4.35 m (02/08/2000)
S5: -2.90 m (02/08/2000)



DISTANZA PROGRESSIVA (m)	0.00	9.00	35.50	93.50	130.00	136.50
--------------------------	------	------	-------	-------	--------	--------

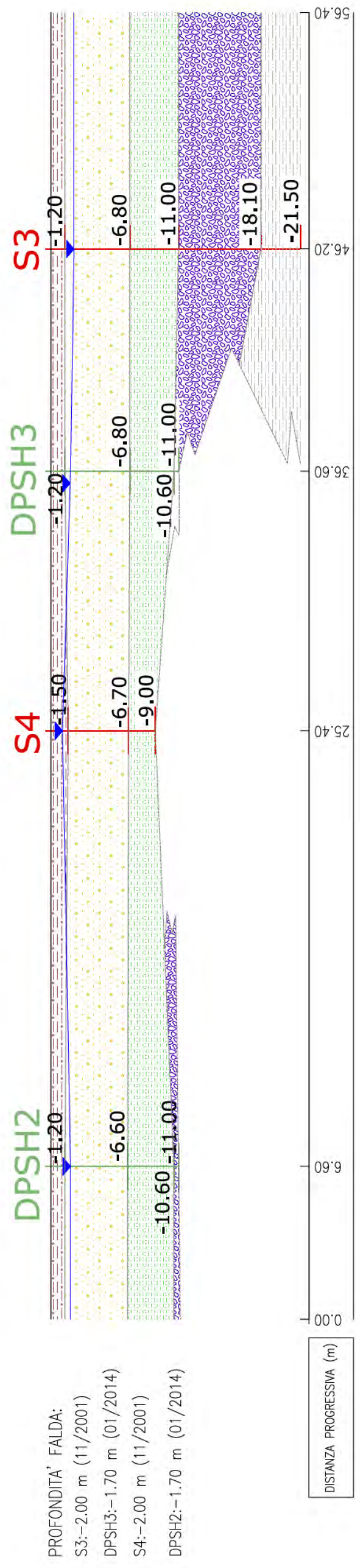
QUOTA PIANO CAMPAGNA (m)	5.80	5.60	4.40	5.00	3.55	3.55
--------------------------	------	------	------	------	------	------

- R** riporto antropico
- S-G** sabbie e ghiaie variamente intercalate
- LA-LS** limi argillosi, limi sabbiosi
- G** ghiaie in matrice sabbiosa e limosa
- A** argille grigie
- Sn** | SONDAGGI 02/08/2000
- QUOTA FALDA (m.s.l.m.)



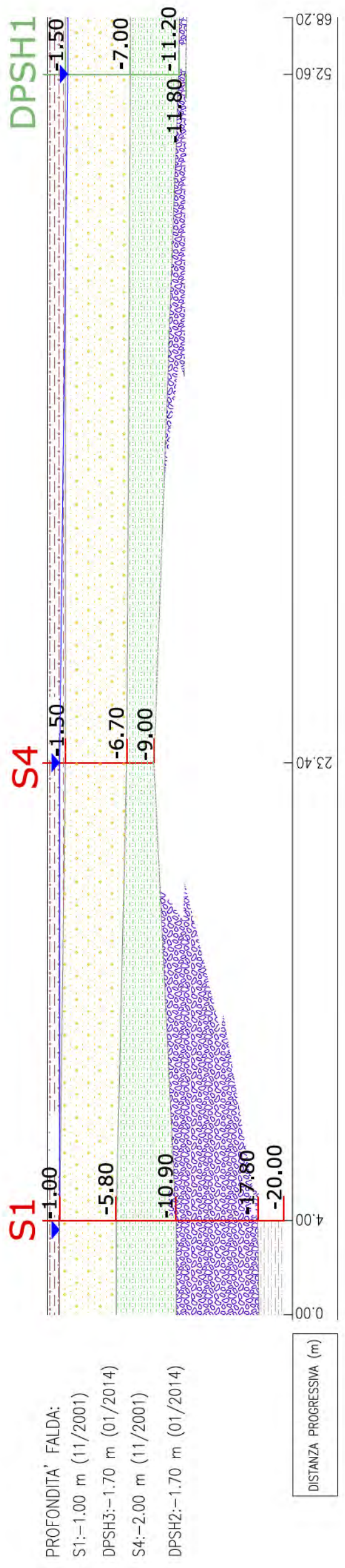
AREA "A" SEZIONE C-C'

Scala lunghezze 1:200 Scala altezze 1:400



AREA "A" SEZIONE D-D'

Scala lunghezze 1:200 Scala altezze 1:400



- R** riporto antropico
- S-G** sabbie e ghiaie variamente intercalate
- LA-LS** limi argillosi, limi sabbiosi
- G** ghiaie in matrice sabbiosa e limosa
- A** argille grigie
- DPSHn** PROVE DPSH 03/01/2014
- S_n** QUOTA FALDA (m.s.l.m.) SONDAGGI 27-30/09/2001