

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

Corso di laurea in Ingegneria Civile



**Valutazione sismica agli spostamenti di ponti in c.a.:
applicazioni alla rete stradale della Regione Veneto**

Relatore: Prof. Ing. Claudio Modena

Correlatore: Ing. Giovanni Tecchio

Correlatore: Ing. Marco Donà

Laureando: Stefano Scapinello

Anno Accademico 2011 - 2012

Sommario

1.	<u>INTRODUZIONE: LA VERIFICA SISMICA DELLE RETI STRATEGICHE</u>	5
2.	<u>LO STOCK DI PONTI DELLA RETE REGIONALE DEL VENETO</u>	9
	2.1 INTRODUZIONE	9
	2.2 INFORMAZIONI ACQUISITE	9
	2.3 PRESENTAZIONE ANALISI DATABASE E PARAMETRI	11
	2.4 ANALISI DATABASE - GENERALITÀ.....	13
	2.5 ANALISI DATABASE – PONTI A TRAVATA IN CALCESTRUZZO	21
	2.6 ANALISI DATABASE – PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO MULTICAMPATA	25
3.	<u>SUDDIVISIONE IN CLASSI OMOGENEE E INDIVIDUAZIONE DEI PONTI MASTER</u>	31
	3.1 INTRODUZIONE	31
	➤ 1.1.1 - PONTE “CAVALCAVIA SP62”	32
	➤ 1.1.2.A - PONTE “TORRENTE MAÈ I”	32
	➤ 1.1.2.B - PONTE “VIA DIAZ”	33
	➤ 1.2. - PONTE “RIO FRANA”	33
	➤ 2.1.1.A - VIADOTTO “BOTTEON”	34
	➤ 2.1.1.B - PONTE “RIO GHISEL”	34
	➤ 2.1.2 PONTE “TORRENTE FRISON”	35
	➤ 2.1.3A PONTE “CAVALCAVIA A27”	35
	➤ 2.1.3B - PONTE “CAMPELLI”	36
	➤ 2.1.3B - PONTE “CAV. VITTORIO VENETO - PONTE FENER”	36
	➤ 2.1.4A - PONTE SULLA S.P. 248 “SCHIAVONESCA-MAROSTICANA”	37
	➤ 2.1.4B - PONTE “FF.SS.”	37
	➤ 2.1.4C - PONTE “FIUME REGHENA”	38
	➤ 2.2.1 - PONTE IL FANTE D’ITALIA	38
	➤ 2.2.2 - PONTE “CANAL BIANCO”	39
	➤ 2.3.1 - PONTE “CAVALCAFERROVIA FF.SS.”	39
	➤ 2.3.2 - PONTE “CAVALCAVIA BORGO VICENZA”	40
	➤ 2.3.3 - PONTE “AUTOSTRADA A4”	40
	➤ 2.3.4A - PONTE “DI SILEA”	41
	➤ 2.3.4B - PONTE “CAVALCAVIA ZONA CITTÀ MERCATO”	41
	➤ 2.4.1 – PONTE “TANG.TV PONTE NORD SUL SILE”	42

4.	<u>CAMPAGNA DI INDAGINI SPERIMENTALI</u>	43
4.1	INTRODUZIONE	43
4.2	ANALISI DATABASE – MATERIALI NEI PONTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	45
4.3	PROVE DISTRUTTIVE	48
4.4	PROVE NON DISTRUTTIVE	50
4.4	SINTESI PROVE DI LABORATORIO - CALCESTRUZZO	54
4.4	SINTESI PROVE DI LABORATORIO - ACCIAIO	55
5.	<u>ANALISI STATISTICA - PROPRIETÀ DEL MATERIALE</u>	56
5.1	INTRODUZIONE	56
5.2	AGGIORNAMENTO DI BAYES	66
5.3	MATERIALI DI RIFERIMENTO	72
6.	<u>ASSESSMENT DI PONTI ESISTENTI</u>	74
6.1	INTRODUZIONE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.2	ADEGUAMENTO BASATO SULLE FORZE	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.3	ADEGUAMENTO BASATO SULLA RESISTENZA EQUIVALENTE ELASTICA	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.4	ANALISI NON LINEARI AL PASSO (TIME HISTORY)	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
6.5	DISPLACEMENT-BASED ASSESSMENT PER STRUTTURE SDOF	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
7.	<u>VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA: CURVE DI FRAGILITÀ</u>	85
7.1	INTRODUZIONE	85
7.2	INDICE DI DANNO	87
7.3	COSTRUZIONE CURVA DI FRAGILITÀ – METODO 1	88
7.4	COSTRUZIONE CURVA DI FRAGILITÀ – METODO 2 – RETTA DI REGRESSIONE	91
7.5	LA DISTRIBUZIONE LOGNORMALE	93
8.	<u>APPLICAZIONI PER LA VERIFICA SISMICA DEI PONTI MASTER</u>	95
8.1	INTRODUZIONE	95
8.2	AZIONE SISMICA	95
8.3	PONTE “CAMPELLI”	108
8.3.1	LE DISTRIBUZIONI PROBABILISTICHE DEI MATERIALI CLS-ACCIAIO	109

8.3.2	MODELLO GEOMETRICO	111
8.3.3	IL RISCHIO SISMICO.....	116
• 2.1.1B	– PONTE “RIO GHISEL”	119
• 2.1.3A	- PONTE “CAVALCAVIA A27”	123
• 2.1.3B	– PONTE “CAVALCAVIA VITTORIO VENETO”	128
• 2.1.4A	– PONTE SULLA S.P. 248 “SCHIAVONESCA-MAROSTICANA”	133
• 2.1.4B	- PONTE “FF.SS.”	138
• 2.1.4C	- PONTE “FIUME REGHENA”	143
8.4	IL RISCHIO SISMICO.....	147
9.	CONCLUSIONI	149
10.	BIBLIOGRAFIA	150
	ARTICOLI CONSULTATI.....	151
11.	ALLEGATO A	153

1. INTRODUZIONE: LA VERIFICA SISMICA DELLE RETI STRATEGICHE

In Italia, in seguito all'ordinanza n. 3274/2003 del Primo Ministro e delle relative misure di attuazione, Decreto del Dipartimento di Protezione Civile n. 21/2003, gli enti che si occupano della gestione di reti stradali e ferroviarie sono tenute non solo allo svolgimento delle operazioni di ordinaria manutenzione di tutte le strutture, ma anche alla valutazione della vulnerabilità sismica degli elementi strategici del sistema di infrastrutture.

Si rendono pertanto necessari interventi di adeguamento per potenziare la sicurezza delle strutture strategicamente rilevanti, in funzione soprattutto di attività di soccorso da parte della Protezione Civile nei casi di emergenza post-evento sismico. I ponti svolgono in questo frangente un ruolo cruciale, poiché essi rappresentano i punti chiave delle diverse reti stradali. Motivati dalla potenziale vulnerabilità delle infrastrutture di trasporto, molti enti gestori pubblici e privati intendono incorporare la valutazione del rischio sismico nel programma di manutenzione e gestione della rete "Bridge Management System", come già attuato in altri paesi (FEMA, 2003, Shinozuka et al, 2000).

In tale contesto il BMS, precedentemente applicato limitatamente alla gestione quotidiana dei ponti, si è rivelato nel corso degli ultimi anni un efficiente strumento in grado di ottimizzare la distribuzione delle risorse, così da massimizzare la sicurezza e la funzionalità delle reti stradali (Thompson et al. 1998, Bazos and Kiremidjian, 1995, Frangopol and Neves, 2004, Frangopol and Liu, 2007).

Ad oggi si registra una crescente richiesta di includere nel BMS gli strumenti per la valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti, essendo questa di vitale importanza per la previsione dello stato operativo della rete stradale in uno scenario post-terremoto. Ciò implica la formulazione, per quanto riguarda le infrastrutture in esame, di un modello di simulazione dell'evento sismico, che può servire a molteplici scopi: per una pianificazione efficiente delle operazioni di soccorso in situazione di emergenza, per minimizzare i possibili periodi di inattività delle reti e in particolare per ridurre il rischio, dando la priorità agli interventi di adeguamento urgenti, per le strutture più vulnerabili.

Lo scopo principale del suddetto modello è di calcolare la pericolosità sismica di tutti i siti di interesse e di confrontarla con la vulnerabilità delle strutture esposte, così da poter prevedere la distribuzione del danno (Crowley et al., 2004). L'indice di danno può essere usato per calcolare la

perdite mettendo a confronto i costi di riparazione con i costi di demolizione e sostituzione della struttura.

La procedura attualmente più diffusa è quella di rappresentare la vulnerabilità sismica attraverso le cosiddette curve di fragilità, che descrivono la probabilità condizionale per la struttura di superare un determinato stato limite a differenti livelli di intensità dell'azione sismica.

Relativamente ai metodi di valutazione per le strutture esistenti, l'interesse specifico nell'uso di procedure semplificate è evidente se si considera un'analisi probabilistica del rischio su vasta scala (ad esempio su un sistema di infrastrutture regionale).

Dato che la valutazione della vulnerabilità della rete implica l'analisi di un ampio numero di strutture, le curve di fragilità devono potersi ottenere mediante calcoli numerici veloci ed affidabili. Il cosiddetto "Capacity Spectrum Method" (ATC-40, 1996 and HAZUS, 1999), sviluppato per la valutazione analitica delle vulnerabilità strutturali, si è affermato come strumento standard per la valutazione del danno ed è stato implementato in diversi software ad esso riferiti (Stafford et.al, 2007). Più recentemente sono state formulate metodologie di valutazione del danno utilizzando un approccio di analisi agli spostamenti ("Displacement-Based"; vedi tra gli altri, Crowley et al., 2006) che descrive la capacità di spostamento di classi di edifici a tre differenti stati limite.

Lo strumento più utilizzato tra gli attualmente disponibili per la valutazione delle curve di vulnerabilità su sistemi di larga scala è la metodologia "Hazard" (FEMA, 1999, 2003), che fornisce curve di fragilità per tutte le classi di strutture, calibrate su database sviluppati negli Stati Uniti. Il modello HAZUS è sufficientemente accurato quando applicato a classi di edifici o ponti molto simili a quelli di taratura, ma mostra delle carenze quando applicato ad un database dove vengono rappresentate differenti tipologie. Le funzioni di fragilità non sono tarate sulle caratteristiche di costruzione e sulle tipologie di ponti italiane (e più in generale europee): per esempio i ponti ad arco in muratura, nel database Hazard, rientrano nella categoria "altri" sistemi, non chiaramente definita in relazione ai loro specifici elementi vulnerabili. Questa tipologia di ponti rappresenta però in Italia più del 20% del database di ponti stradali esistenti e almeno il 50% degli esistenti ponti ferroviari. Altre incongruenze riguardano i differenti metodi costruttivi, anche per le stesse tipologie strutturali (per esempio qualità e diametro dell'acciaio per le barre d'armatura nei ponti in calcestruzzo).

Nonostante queste considerazioni, la struttura dell'Hazard è affidabile ed è stata ampiamente utilizzata negli ultimi anni come strumento per la valutazione del rischio sismico su larga scala. Non si è ancora dimostrata realistica però la possibilità di modificarne i parametri, a causa della mancanza di un inventario completo e dettagliato dei dati riguardanti le tipologie strutturali europee e italiane. Un passo avanti in questo senso è stato fatto con il progetto RISK-UE, con la definizione di

scenari di rischio sismico per le diverse città europee, con dati più specifici per i ponti e gli edifici. Collegato a questo progetto, esiste uno studio comparativo di cinque metodologie europee di valutazione del danno sismico presentato da Strasser in opposizione al modello unificato statunitense Hazus. (Strasser et al., 2008),

Generalmente gli archivi informativi dei ponti sono poveri di voci, perché la disponibilità di dati dettagliati in una Bridge Management System richiede specifiche campagne di ispezione, di rilievi geometrici e strutturali, di test in sito e in laboratorio, di ricerche d'archivio sul progetto originale. Il tutto richiede però uno sforzo straordinario da parte dell'ente, più i relativi costi. Nel presente lavoro, il database è rappresentato dallo stock di ponti della rete stradale regionale del Veneto, che è stato oggetto, negli anni 2007-2010, di indagine di verifica sismica condotta a cura dell'Università di Padova, secondo le richieste del Decreto n. 21/2003 sopra citato. Questa attività ha permesso di ottenere una definizione più dettagliata delle caratteristiche strutturali dei diversi componenti per un numero significativo di strutture del database. Tutti questi dati sono stati inseriti all'interno di un'approfondita indagine statistica, descritta nel capitolo 2.

Concentrandoci sulle classi di ponti in calcestruzzo, dopo una suddivisione preliminare dello stock in sottoclassi omogenee, è stato possibile caratterizzare il range effettivo delle proprietà dei ponti in termini di schema statico, caratteristiche dei materiali, parametri geometrici e contenuto di armatura.

Questa serie di informazioni rappresenta una solida base per lo sviluppo delle analisi parametriche sulla capacità dei componenti. A partire da tale studio parametrico è stato infatti possibile calcolare più precisamente gli stati limite da considerarsi per il comportamento flessionale e di taglio (con riferimento a livelli di danno definiti). E' stato selezionato un limitato numero di ponti rappresentativi per ogni classe omogenea di ponti e sono state effettuate comparazioni dirette di procedure DBA semplificate con analisi THA su un ristretto set di strutture.

Il primo componente di un'affidabile modello valutativo del rischio per un sistema di infrastrutture è la definizione dettagliata dell'inventario dei ponti, che risulta fondamentale per la stima delle caratteristiche di vulnerabilità dell'inventario considerato. Il database di riferimento per questo lavoro è rappresentato da un insieme di ponti della rete stradale regionale del Veneto, costituito da 496 ponti appartenenti al sistema di infrastrutture provinciale e regionale, situati perlopiù in aree di sismicità medio-alta (Zona 2 e 3 secondo quanto riportato nella mappa italiana di zonizzazione sismica).

Un ampio numero di queste strutture è stato già catalogato nell'Italian bridge Interactive Database (I.br.I.D.), predisposto dal Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettónica

dell'Università di Padova (<http://ibrid.dic.unipd.it/>), che raccoglie al suo interno informazioni su circa 500 ponti dislocati nella regione Veneto. Il database è open-source e mette a disposizione i dati sintetici per le strutture di riferimento, quali localizzazione, caratteristiche geometriche e dei materiali, foto e anno di costruzione.

L'analisi statistica riguarda in primo luogo la rete stradale gestita da Veneto Strade s.p.a. (km 1476,8 di strade regionali e provinciali nelle province di Venezia, Treviso, Belluno, Padova e Rovigo, con 347 ponti collocati in zona sismica 2,3 e 4) ed è stata successivamente estesa alla rete di Viabilità (km 1250 di strade provinciali situate nella provincia di Vicenza, con 149 ponti).

I dati sono stati elaborati e riorganizzati con l'intento di definire un'immagine dettagliata delle proprietà dei ponti regionali esistenti, con un particolare occhio di riguardo per i ponti in calcestruzzo armato a travata, che rappresentano circa il 72% del numero di strutture nel database. L'obiettivo finale dell'indagine statistica è la definizione di un range effettivo di tutte le proprietà che influenzano la capacità sismica strutturale delle differenti tipologie di ponti in calcestruzzo rinforzato.

L'indagine statistica è organizzata in livelli differenti: un primo set di statistiche (SET 1) riguarda le caratteristiche generali dello stock. Il secondo set di statistiche riguarda solo le categorie di ponti in calcestruzzo rinforzato a travata e si concentra sui parametri geometrici e meccanici che influenzano la capacità delle strutture. Per quanto riguarda il SET 2 sono stati individuati i range appropriati per tutti i parametri geometrici e meccanici che influenzano la reazione al sisma. In particolare sono stati individuati: schema statico, numero delle campate, tipo d'impalcato e geometria, lunghezza delle campate, pile e tipo di spalla, tipologia di sezione trasversale della pila, snellezza della pila (h/d), schema statico della pila, tipo di fondazione, percentuale di armatura longitudinale, percentuale di armatura trasversale, il grado di confinamento, il carico assiale normalizzato.

Un terzo set di statistiche (SET 3) riguarda le proprietà dei materiali per calcestruzzo e acciaio. Sulla base di test in sito e in laboratorio è stato evidenziato un ampio range di resistenza del calcestruzzo adottato per le pile e sostanzialmente due categorie di acciaio rinforzato, la tipologia Aq50 usata per le barre lisce, rappresentativa delle strutture costruite fino alla metà degli anni Settanta, e la tipologia Feb44k, rappresentativa delle barre tipicamente deformate usate nelle strutture costruite negli ultimi 35 anni.

2.1 Introduzione

Il presente capitolo ha come obiettivo la presentazione dei dati che compongono il Database; in particolare i dati vengono riportati attraverso tabelle e istogrammi di frequenza realizzati con il programma Excel del pacchetto Microsoft Office 2010. I dati si possono considerare suddivisi in quattro gruppi:

1. Presentazione delle principali caratteristiche dei ponti che costituiscono l'intero Database, si fa riferimento a **496** ponti.
2. Presentazione delle principali caratteristiche dei ponti in calcestruzzo, si fa riferimento a **329** ponti;
3. Presentazione delle principali caratteristiche delle pile dei ponti multicampata in calcestruzzo, si fa riferimento a **101** ponti;
4. Presentazione delle principali caratteristiche dei materiali acciaio e calcestruzzo utilizzati nella realizzazione dei ponti in calcestruzzo;

In particolare la presentazione di tutti i dati mira a individuare le caratteristiche più diffuse che riguardano l'aspetto geometrico, strutturale e le proprietà dei materiali dei ponti a travata in calcestruzzo.

2.2 Informazioni acquisite

I dati informatici utilizzati per la realizzazione del Database derivano dai risultati prodotti dalle convenzioni stipulate dal Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova con le società "Veneto Strade" e "Vi.abilità". La convenzione prevede lo svolgimento delle verifiche tecniche sui ponti ubicati nella regione Veneto in base all'ordinanza n.3431/2005.

La documentazione acquisita si può suddividere quindi in due gruppi distinti così descritti:

- Materiale derivante dalla Convenzione con Veneto Strade S.p.a. In particolare il file Excel ELENCO_PONTI_Veneto_Strade.xls e le 342 schede di valutazione dello stato di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, in formato pdf.
- Materiale derivante dalla Convenzione con Vi.abilità S.p.a. In particolare il file Excel LISTA_PONTI.xls e le 149 schede di valutazione dello stato di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, in formato pdf.

Entrambe le convenzioni prevedono una prima fase conoscitiva che si propone di recuperare le informazioni rilevanti ai fini della verifica sismica dell'opera.

Le ricerche sono effettuate attraverso una campagna di indagine presso tutti gli enti competenti principalmente al fine di recuperare gli elaborati di progetto originali e una successiva campagna in sito dove possibile. Le indagini in sito riguardano i seguenti aspetti:

➤ UBICAZIONE

L'ubicazione dell'opera consente la determinazione dell'intensità dell'azione sismica di verifica. Quest'ultima, espressa in funzione dell'accelerazione di picco al suolo per un terreno rigido, si ricava dai dati dell'INGV in funzione delle coordinate longitudine e latitudine dell'opera.

➤ ELEMENTI STRUTTURALI

a) IMPALCATO

Devono essere conosciute le caratteristiche geometriche dell'impalcato per il calcolo delle masse messe in movimento dal sisma.

b) PILE

Le pile sono comprese tra gli elementi vulnerabili dell'opera. Pertanto, è necessario conoscere le caratteristiche geometriche della sezione, le altezze, le armature longitudinali e trasversali, le caratteristiche meccaniche dei materiali.

c) SPALLE E FONDAZIONI

Le Spalle e le opere di fondazioni, sia delle pile che delle spalle, sono elementi tipicamente poco vulnerabili rispetto all'azione sismica. È comunque raccomandabile la conoscenza della tipologie e delle dimensioni geometriche di tali elementi.

d) APPOGGI, RITEGNI E DISPOSITIVI ANTISISMICI

Gli appoggi sono elementi tipicamente vulnerabili. È necessario conoscerne la tipologia e le dimensioni geometriche che lo contraddistinguono. Sarebbe opportuno conoscerne anche lo stato di conservazione.

➤ SCHEMA STATICO

La determinazione dello schema statico del viadotto influisce sulla scelta del metodo di analisi, come indicato nel seguito del presente documento.

➤ CARATTERISTICHE DEI TERRENI

La conoscenza dei terreni di fondazione è propedeutica per la corretta determinazione dell'azione sismica attraverso l'attribuzione del coefficiente di suolo.

➤ INFORMAZIONI PROGETTUALI

La disponibilità degli elaborati progettuali originali dell'opera è di primaria importanza ai fini delle verifiche sismiche.

➤ INTERVENTI EFFETTUATI SULL'OPERA E STATO DI CONSERVAZIONE

Eventuali interventi eseguiti sull'opera successivamente alla costruzione e lo stato di conservazione degli elementi resistenti è bene siano indagati mediante sopralluoghi.

La presa in considerazione simultanea di entrambi i database consente, grazie alla numerosa presenza di casi analizzabili, la creazione di un database ricco ed esauriente, tale da permettere l'individuazione di opere master su cui basare un'analisi di vulnerabilità sismica parametrica dei ponti.

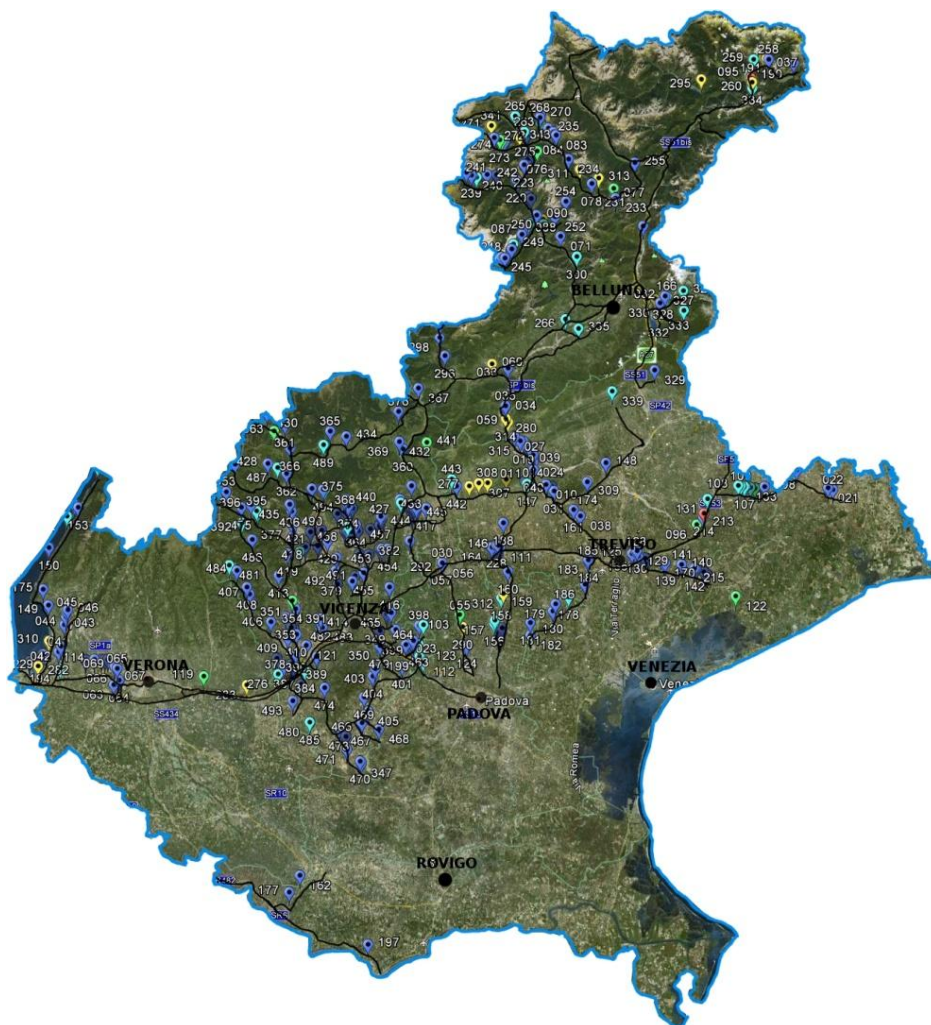
2.3 Presentazione analisi database e parametri

La prima fase del lavoro consiste nel definire dei parametri rappresentativi che possano descrivere in modo opportuno l'aspetto geometrico, l'aspetto strutturale e le proprietà dei materiali. Una volta stabiliti questi si è deciso di utilizzare il programma Excel in modo da creare un foglio di lavoro che possa gestire le informazioni raccolte dall'analisi della scheda di valutazione di ogni singolo ponte. Il foglio si compone di diverse parti. La prima ci permette di localizzare il ponte sia geograficamente, che all'interno della rete di strade provinciali e regionali. Troviamo riportato il numero identificativo della scheda di valutazione e, eventualmente, della scheda di analisi di laboratorio oltre che a segnalare la disponibilità del progetto o di indagini in sito. Per integrare la localizzazione si è deciso di utilizzare Google Earth, ad ogni ponte si è abbinato un segnaposto così da rendere visibile in modo diretto sia la posizione sia la concentrazione in determinate zone. La parte centrale è interamente legata all'aspetto geometrico e all'aspetto strutturale, oltre che a permetterci di evidenziare il materiale utilizzato per la realizzazione dell'impalcato e delle spalle, o delle pile se presenti. Nella terza parte si riportano una classificazione in range delle proprietà di resistenza del materiale, sia calcestruzzo che acciaio. L'intero Database è riportato interamente nell'allegato A. Di seguito si riportano la descrizione di tutte le tipologie individuate e le relative sigle utilizzate nelle Database.

Parametri	Range	Sigla
Disponibilità Progetto	Disponibile Non Disponibile	YES NO
Disponibilità di prove in sito o laboratorio	Prove in sito sul calcestruzzo e sull'acciaio Prove in sito solo sul calcestruzzo Non Eseguite né prove in sito né in laboratorio Prove in Laboratorio sul calcestruzzo e sull'acciaio Prove in Laboratorio solo sul calcestruzzo	YES YES_C NO LAB LAB_C
Schema Statico	Monocampata Semplicemente Appoggiata Monocampata Semi-Incastrata Monocampata Incastrata Multicampata Semplicemente Appoggiata Multicampata Semplicemente Appoggiata con selle Gerber Multicampata Continuo Multicampata Semplicemente Appoggiata con catena Cinematica Arco Struttura Intelaiata	S_SIMPLE SEMI_I FULL_I M_SIMPLE GERBER CONT KINEMATIC ARCH T_ARCH D_ARCH FRAME
Numero campate	Monocampata Multicampata Multicampata Multicampata	1 2-3 4-10 >10
Materiale Impalcato	impalcato in Calcestruzzo Armato Impalcato in Calcestruzzo Armato Precompresso Impalcato Misto Calcestruzzo Acciaio Impalcato in Muratura	DC DPC DCS DM
Tipo Impalcato	Impalcato in calcestruzzo costituito da due travi Impalcato in calcestruzzo costituito più travi scatolari in calcestruzzo Impalcato in calcestruzzo costituito più travi in calcestruzzo Impalcato in calcestruzzo costituito da una soletta in calcestruzzo Impalcato misto acciaio-calcestruzzo costituito da travi scatolari Impalcato misto acciaio-calcestruzzo costituito da due travi Impalcato misto acciaio-calcestruzzo costituito da più travi	C_DOUBLE C_M_BOX C_M_G C_SLAB S_BOX S_DOUBLE S_M_G
Appoggio	Attrito Neoprene Dispositivi (Neoprene Confinato, Etc)	FRI NEO DISP
Materiale Pila/Spalla	Pila/Spalla in Calcestruzzo Armato Pila/Spalla in Muratura Pila/Spalla in Acciaio	PC PM PS
Tipo Pila	Singola Pila Pila a Muro Due Pile a Telaio MultiPila a Telaio	PSC PW PF2 PFM
Sezione Pila	Rettangolare Solida Circolare Solida Monoconnessa Cava Multiconnessa Cava	SR SC HS HM
Tipo Fondazioni	Fondazione Superficiale Fondazione Profonde Le Pile Fungono Da Fondazioni Profonde	S_FOOT P_FOOT P_SHAFTS
Impalcato in Curva	Presente Non Presente	YES NO

2.4 Analisi database - Generalità

In questo capitolo è proposta la valutazione della consistenza numerica del database per quanto riguarda aspetti generali, geometrici e strutturali del ponte. In un primo momento si presenta l'intero Database, mentre in un secondo momento l'analisi viene focalizzata sui ponti in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso. Di seguito si riporta un estratto da Google Earth in modo da localizzare visivamente i ponti considerati.



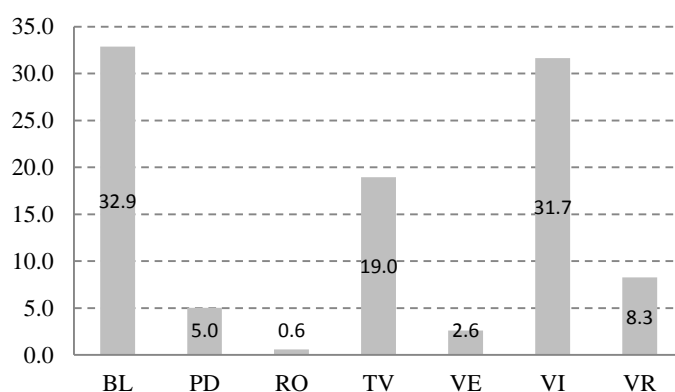
Legenda:

- Segnaposto blu, indicano ponti in calcestruzzo armato o calcestruzzo armato precompresso per i quali i valori di resistenza del materiale sono ricavati da prove in sito o da valutazioni
- Segnaposto gialli, indicano ponti in calcestruzzo armato o calcestruzzo armato precompresso per i quali i valori di resistenza del materiale sono ricavati da prove in laboratorio
- Segnaposto azzurri, indicano i ponti ad arco in muratura
- Segnaposto verdi, indicano i ponti misti acciaio-calcestruzzo
- Segnaposto rossi, indicano altre tipologie di ponti non rientranti nelle precedenti

In particolare dai seguenti istogrammi si evidenzia come i ponti considerati nel Database si differenziano per provincia di appartenenza e per zona sismica.

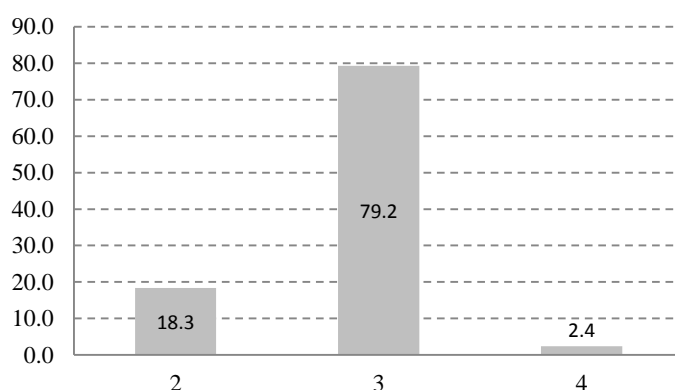
- **Distribuzione per provincia di localizzazione.**

N° BRIDGES	Province							TOTAL
	BL	PD	RO	TV	VE	VI	VR	
496	163	25	3	94	13	157	41	496
	32.9	5.0	0.6	19.0	2.6	31.7	8.3	100.0 %



- **Distribuzione per zona sismica di appartenenza.**

N° BRIDGES	Zonation			TOTAL
	2	3	4	
496	91	393	12	496
	18.3	79.2	2.4	100.0 %

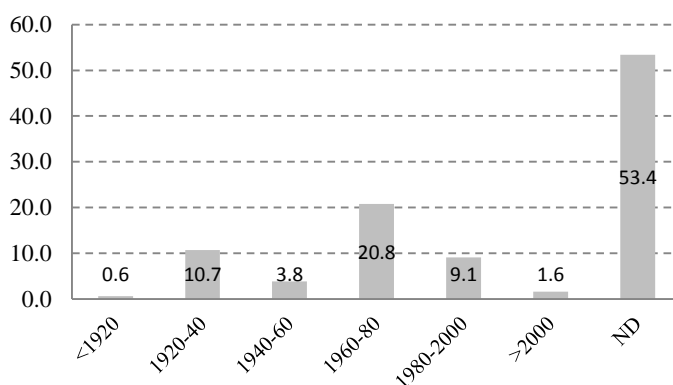


Un primo dato molto evidente riguarda la loro ubicazione, infatti l'80 % dei ponti si concentra nelle tre sole provincie di Treviso, Belluno e Vicenza. Il dato appena descritto va in parallelo con l'identificazione sismica, infatti l'80 % dei ponti ricade tra la zona 3 e la zona 4, rispettivamente di bassa e molto bassa sismicità; mentre il restante 15 % ricade in zona 2 di media sismicità.

Nei prossimi istogrammi si fissa l'attenzione sulla fonte dei dati che hanno permesso la conoscenza del ponte.

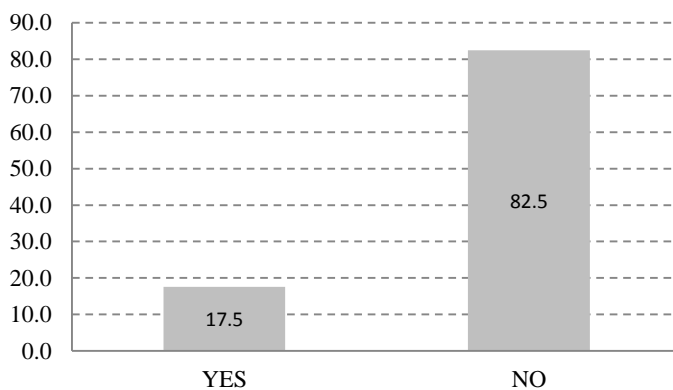
- **Distribuzione per anno di costruzione dell'opera.**

		Year of construction							
N° BRIDGES		<1920	1920-40	1940-60	1960-80	1980-2000	>2000	ND	TOTAL
496		3	53	19	103	45	8	265	496
		0.6	10.7	3.8	20.8	9.1	1.6	53.4	100.0 %



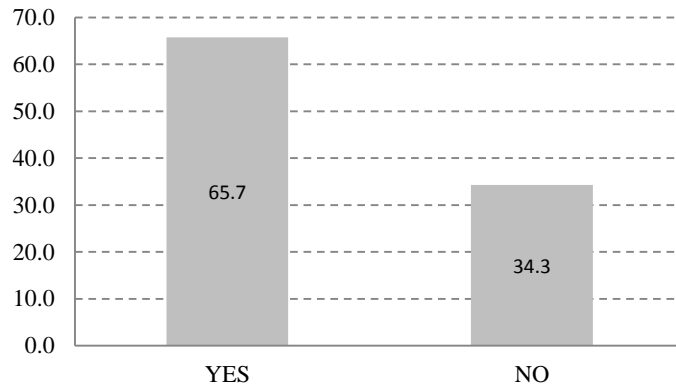
- **Distribuzione per disponibilità del progetto originale.**

		Original Project		
N° BRIDGES		YES	NO	TOTAL
496		87	409	496
		17.5	82.5	100.0 %



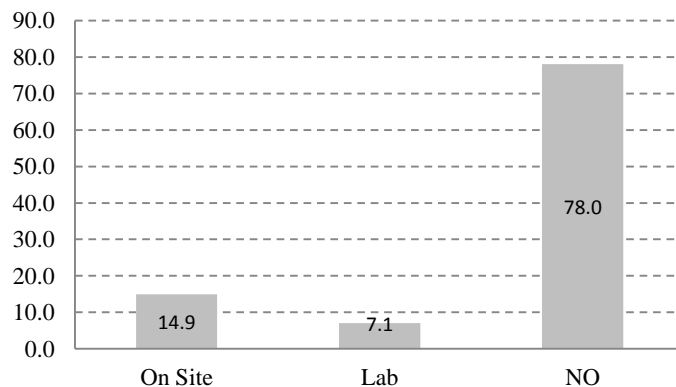
- **Distribuzione per disponibilità di rilievo geometrico**

Geometrical survey				
N° BRIDGES	YES	NO	TOTAL	
496	326	170	496	
	65.7	34.3	100.0	%



- **Distribuzione per disponibilità di indagini sui materiali.**

Structural survey				
N° BRIDGES	On Site	Lab	NO	TOTAL
496	74	35	387	496
	14.9	7.1	78.0	100.0 %

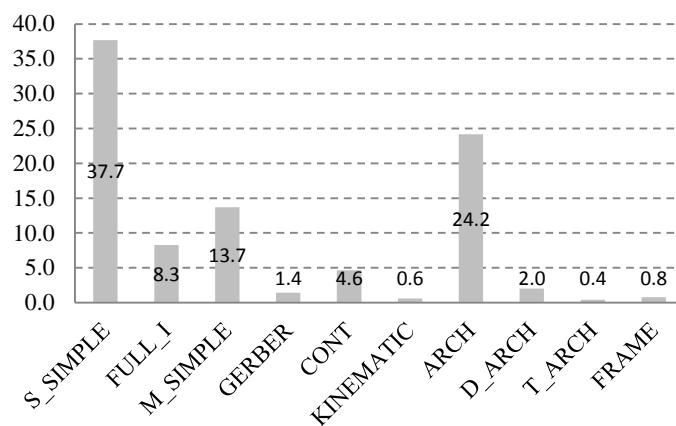


La prima osservazione riguarda la limitata disponibilità di progetti originali, questo può trovare una motivazione nel fatto che la maggior parte dei ponti sono stati realizzati più di 30 anni fa e quindi i progetti non sono stati custoditi in modo opportuno. Le lacune di informazioni sono state colmate attraverso i rilievi in sito, sia geometrici che strutturali.

Di seguito si riportano gli istogrammi che ci permettono di individuare due tra gli aspetti fondamentali per la descrizione dei ponti: la tipologia di schema statico adottato per la struttura e le caratteristiche costruttive dell'impalcato.

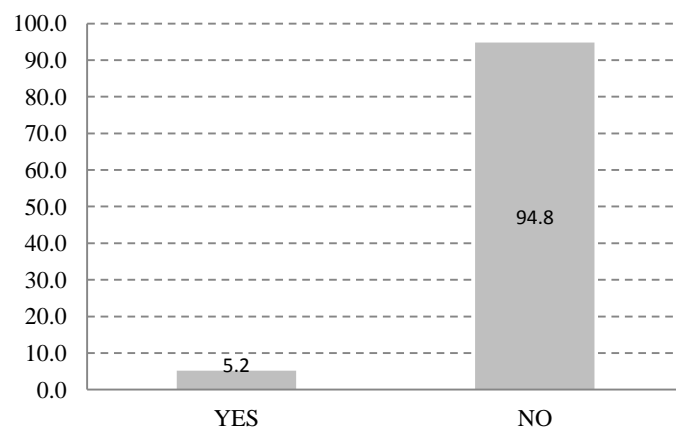
- **Distribuzione per schema statico utilizzato.**

Static Scheme												
N° BRIDGES	S_SIMPLE	FULL_I	M_SIMPLE	GERBER	CONT	KINEMATIC	ARCH	D_ARCH	T_ARCH	FRAME	OTHER	TOTAL
496	187	41	68	7	23	3	120	10	2	4	31	496
	37.7	8.3	13.7	1.4	4.6	0.6	24.2	2.0	0.4	0.8	6.3	100.0 %



- **Distribuzione per caratteristiche geometriche d'impalcato.**

Deck Curvature			
N° BRIDGES	YES	NO	TOTAL
496	17	479	496
	3.4	96.6	100.0 %



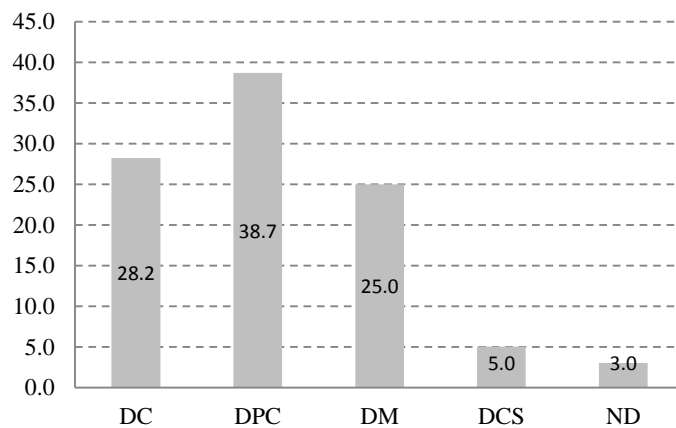
- **Distribuzione per tipologia d'impalcato.**

Deck Type						
N° BRIDGES	GIRDER S_SPAN	GIRDER M_SPAN	ARCH	FRAME	OTHER	TOTAL
496	228	101	132	4	31	496
	46.0	20.4	26.6	0.8	6.3	100.0 %



- **Distribuzione per materiale d'impalcato.**

Deck Material						
N° BRIDGES	DC	DPC	DM	DCS	ND	TOTAL
496	140	192	124	25	15	496
	28.2	38.7	25.0	5.0	3.0	100 %

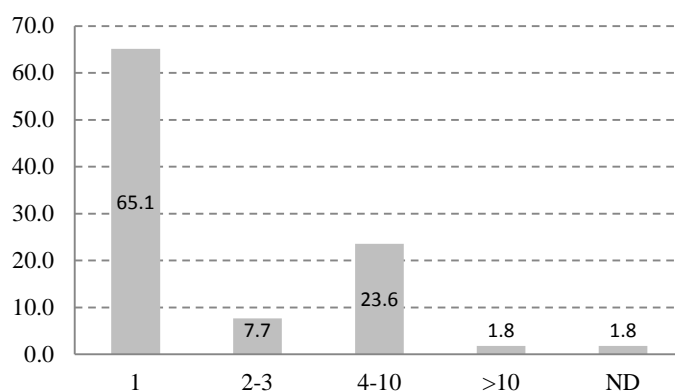


Dall'analisi degli istogrammi si può dire che i tre schemi statici maggiormente utilizzati sono lo schema in semplice appoggio, ad arco e infine il multicampata semplicemente appoggiato, con percentuale rispettivamente di 32, 28 e 15 %. Per l'impalcato appare evidente che il materiale scelto con prevalenza è il calcestruzzo, precompresso o meno, nel 67 % dei casi e la tipologia più diffusa è quello a travata nel 68 % dei casi.

Di seguito si riportano gli istogrammi che ci permettono analizzare aspetti prettamente di natura geometrica della struttura. In particolare si riporta la lunghezza del ponte, intesa sia come totale che massimo di campata, e l'altezza della spalla, o della pila dove presente.

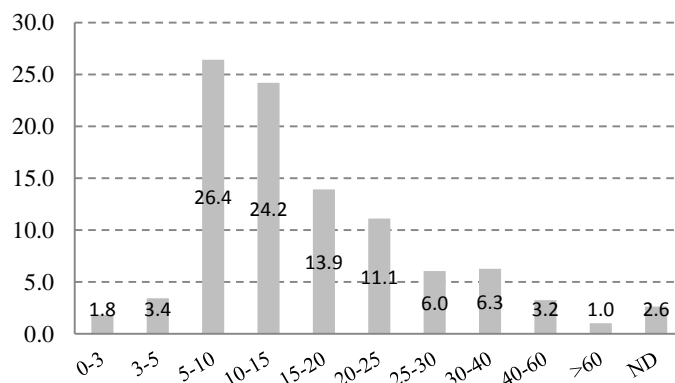
- **Distribuzione per numero di campate.**

		N of Spans					
N° BRIDGES		1	2-3	4-10	>10	ND	TOTAL
		323	38	117	9	9	496
496		65.1	7.7	23.6	1.8	1.8	100.0 %



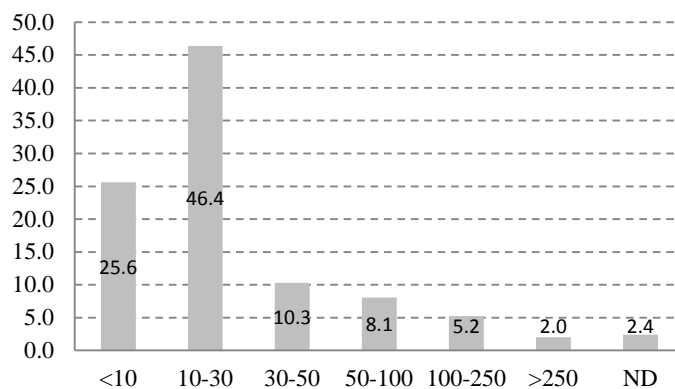
- **Distribuzione per lunghezza massima di campata.**

		Span Length [m]											
N° BRIDGES		0-3	3-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-40	40-60	>60	ND	TOTAL
		9	17	131	120	69	55	30	31	16	5	13	496
496		1.8	3.4	26.4	24.2	13.9	11.1	6.0	6.3	3.2	1.0	2.6	100 %



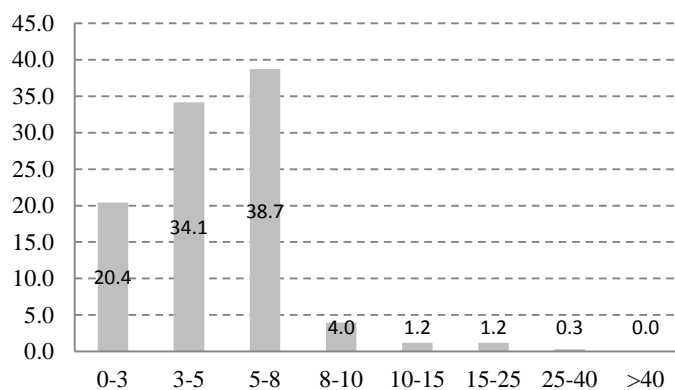
- **Distribuzione per lunghezza totale del ponte.**

		Total Length							
N° BRIDGES		<10	10-30	30-50	50-100	100-250	>250	ND	TOTAL
496		127	230	51	40	26	10	12	496
		25.6	46.4	10.3	8.1	5.2	2.0	2.4	100.0 %



- **Distribuzione per altezza della spalla, o pila se presente.**

		Pier/Abutament Height [m]								
N° BRIDGES		0-3	3-5	5-8	8-10	10-15	15-25	25-40	>40	TOTAL
328		67	112	127	13	4	4	1	0	328
		20.4	34.1	38.7	4.0	1.2	1.2	0.3	0.0	100.0 %



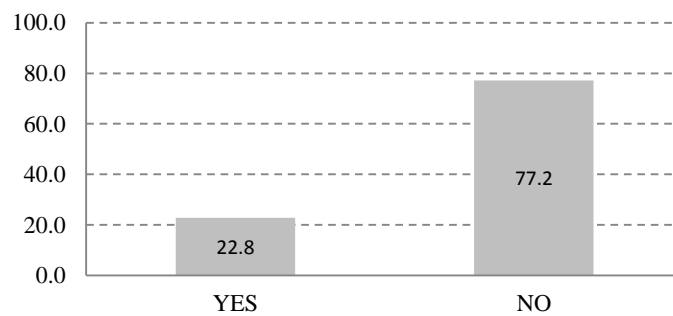
Dall'analisi si evince la maggior diffusione dei ponti monocampata; infatti rappresentano il 65 % dei casi mentre i multicampata sono il 35 %. Quest'ultimo aspetto può trovare spiegazione nel fatto che in buona parte dei casi la luce da coprire è inferiore ai 30m. Per quanto riguarda l'altezza degli elementi verticali si può dire che è inferiore agli 8 m nel 92 % dei casi.

2.5 Analisi database – Ponti a travata in calcestruzzo

Fin qui si è parlato e discusso dell'intero Database, d'ora in avanti invece ci si soffermerà esclusivamente sulla valutazione dei ponti in calcestruzzo armato, tali ponti sono 328 e rappresentano circa il 72 % dei ponti totali del Database.

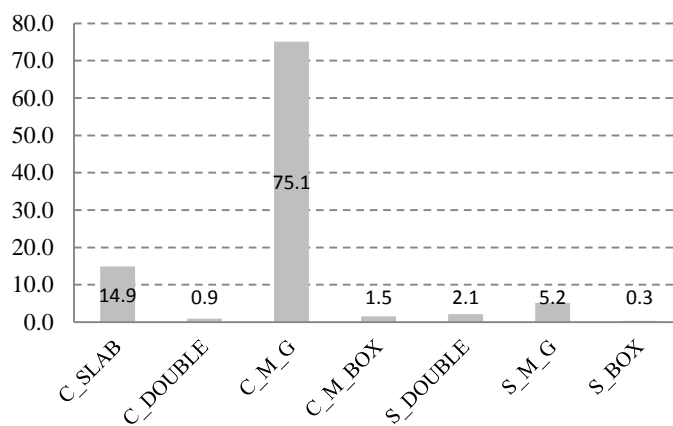
- **Distribuzione per tipologia d'impalcato.**

Original Project			
N° BRIDGES	YES	NO	TOTAL
329	75	254	329
	22.8	77.2	100.0 %



- **Distribuzione per tipologia d'impalcato.**

Deck Properties								
N° BRIDGES	C_SLAB	C_DOUBLE	C_M_G	C_M_BOX	S_DOUBLE	S_M_G	S_BOX	TOTAL
329	49	3	247	5	7	17	1	329
	14.9	0.9	75.1	1.5	2.1	5.2	0.3	100 %

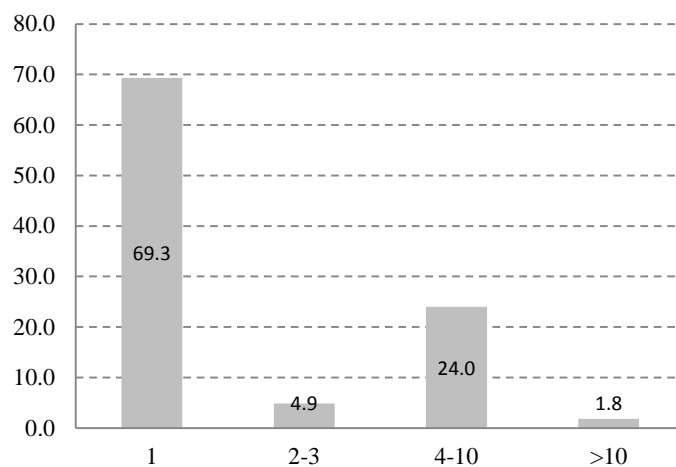


In generale abbiamo a disposizione i progetti del 25 % dei ponti in calcestruzzo armato considerati; questi l'impalcato realizzato in modo prevalente accostando tra loro travi, detto impalcato a travata. Da notare anche la presenza di impalcato realizzato attraverso il getto di una soletta piena, rappresenta il 15 % dei casi.

Si passa ora ad illustrare le caratteristiche geometriche dell'opera, In particolare si riporta la lunghezza del ponte, intesa sia come totale che massimo di campata, e l'altezza della spalla, o della pila dove presente.

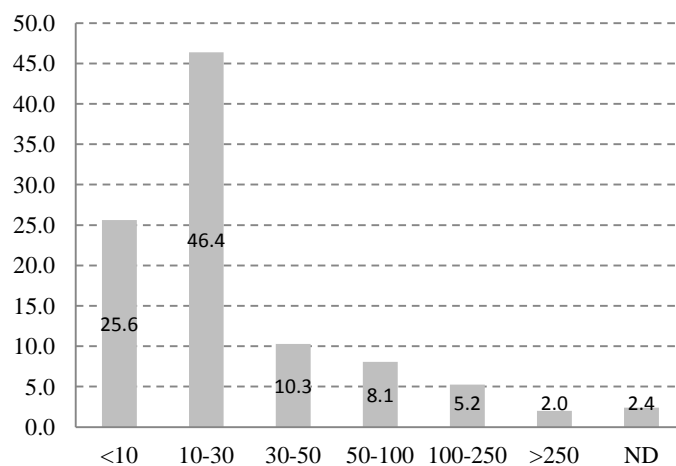
- **Distribuzione per numero di campate.**

		N of Spans				
N° BRIDGES		1	2-3	4-10	>10	TOTAL
		228	16	79	6	329
329		69.3	4.9	24.0	1.8	100



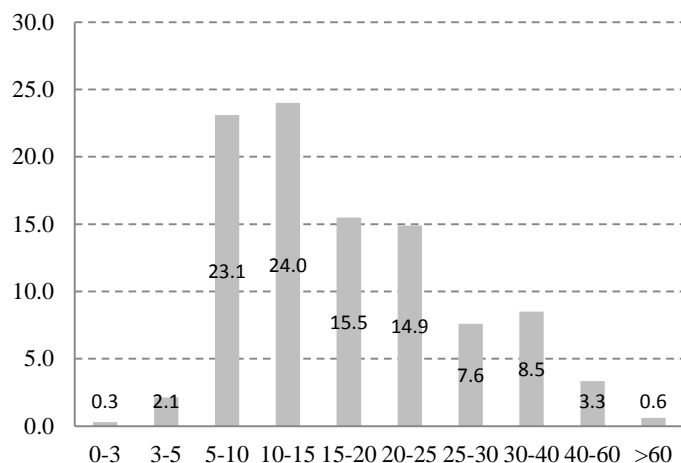
- **Distribuzione per lunghezza totale del ponte.**

		Total Length [m]						
N° BRIDGES		<10	10-30	30-50	50-100	100-250	>250	TOTAL
		74	157	37	37	16	8	329
329		22.5	47.7	11.2	11.2	4.9	2.4	100.0 %



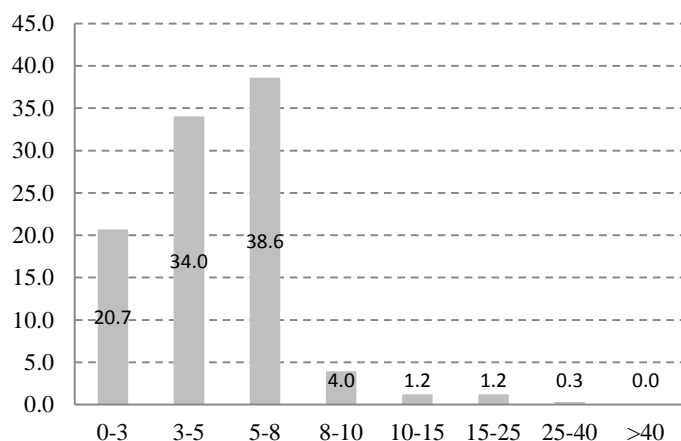
- **Distribuzione per lunghezza totale del ponte.**

		Span Length [m]										
N° BRIDGES	0-3	3-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-40	40-60	>60	TOTAL	
329	1	7	76	79	51	49	25	28	11	2	329	
	0.3	2.1	23.1	24.0	15.5	14.9	7.6	8.5	3.3	0.6	100 %	



- **Distribuzione per lunghezza totale del ponte.**

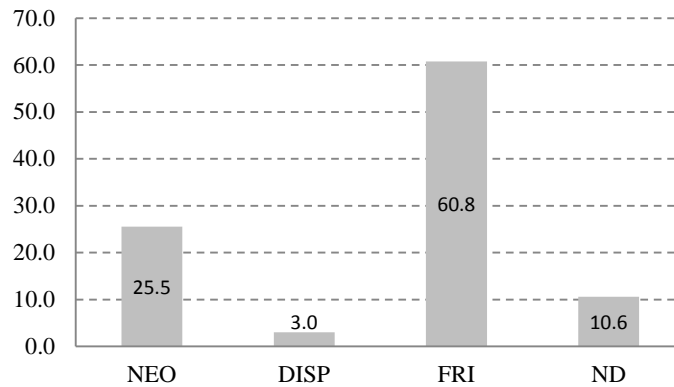
		Pier/Abutament Height [m]								
N° BRIDGES	0-3	3-5	5-8	8-10	10-15	15-25	25-40	>40	TOTAL	
329	68	112	127	13	4	4	1	0	329	
	20.7	34.0	38.6	4.0	1.2	1.2	0.3	0.0	100.0 %	



Dall'analisi la tipologia di ponte più diffusa resta sempre quella ad una campata; infatti rappresenta il 70 % dei casi mentre i multicampata sono il 30 %. Quest'ultimo aspetto può trovare spiegazione nel fatto che in buona parte dei casi la luce da coprire è inferiore ai 30m. Per quanto riguarda l'altezza degli elementi verticali si può dire che è inferiore agli 8 m nel 93 % dei casi.

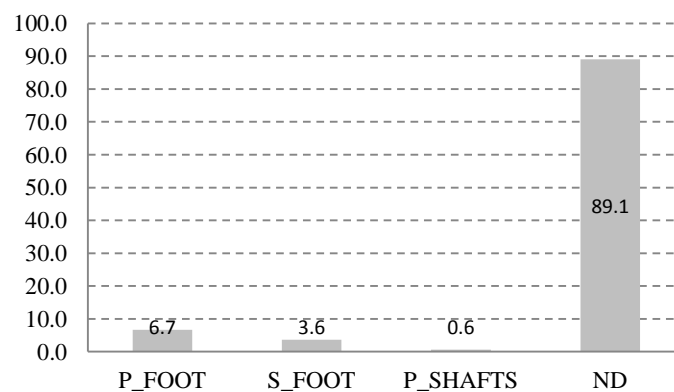
- **Distribuzione per tipologia di appoggio.**

Support					
N° BRIDGES	NEO	DISP	FRI	ND	TOTAL
329	84	10	200	35	329
	25.5	3.0	60.8	10.6	100.0 %



- **Distribuzione per tipologia di fondazione**

Foundation Type					
N° BRIDGES	P_FOOT	S_FOOT	P_SHAFTS	ND	TOTAL
329	22	12	2	293	329
	6.7	3.6	0.6	89.1	100.0 %



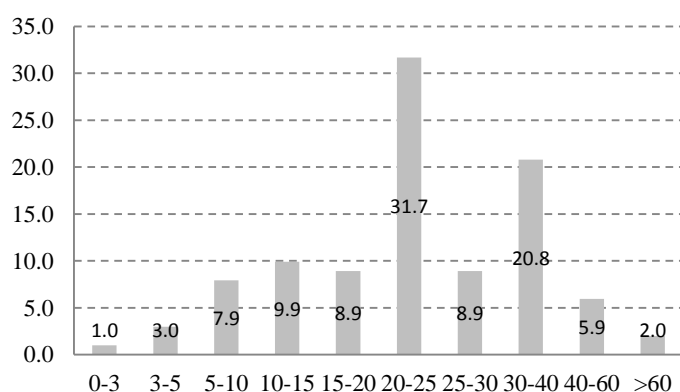
Dall'analisi degli dei dati si evidenzia che la maggior parte degli impalcati è poggiato direttamente sulla sottostruttura senza l'intermezzo di dispositivi; se invece questi sono presenti generalmente si tratta di semplici strisce o panetti di Neoprene. Per la tipologia di fondazione più diffusa tra il campione considerato è la fondazione profonda su pali. il campione di dati è molto ridotto, sia perché le schede di valutazione non trattano l'argomento sia per la poca disponibilità di progetti originali.

2.6 Analisi database – Ponti in calcestruzzo armato multicampata

In particolare dei 328 ponti in calcestruzzo armato ora si riporta la selezione dei ponti multicampata, che rappresentano il 30 % dei ponti in calcestruzzo armato. Nei seguenti istogrammi vengono descritte le principali caratteristiche.

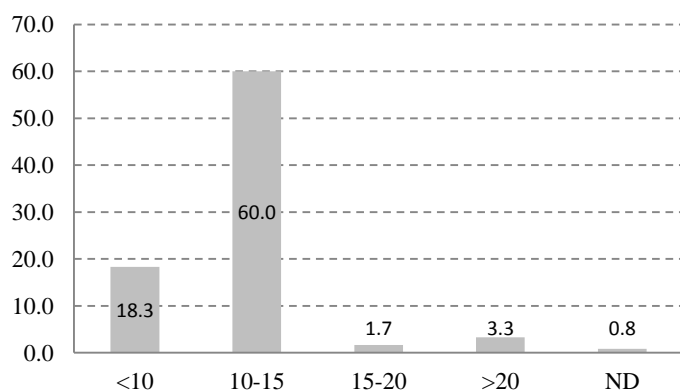
- **Distribuzione per lunghezza massima di campata.**

		Span Length [m]										
N° BRIDGES		0-3	3-5	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-40	40-60	>60	TOTAL
101		1	3	8	10	9	32	9	21	6	2	101
		1.0	3.0	7.9	9.9	8.9	31.7	8.9	20.8	5.9	2.0	100.0 %



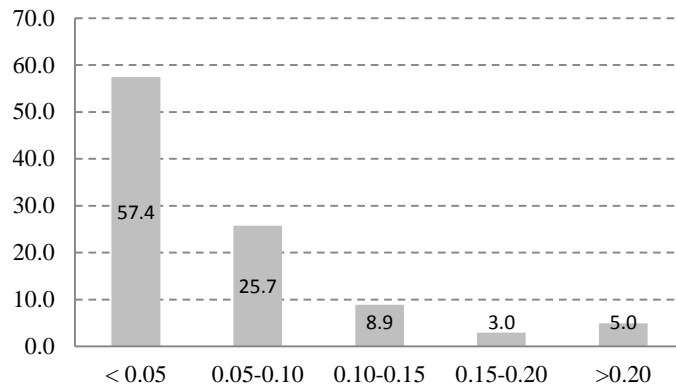
- **Distribuzione per larghezza d'impalcato.**

		Width					
N° BRIDGES		<10	10-15	15-20	>20	ND	TOTAL
101		22	72	2	4	1	101
		18.3	60.0	1.7	3.3	0.8	100.0 %



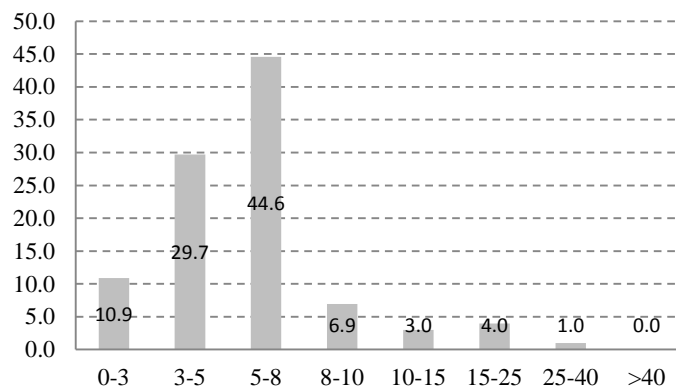
- **Distribuzione per sforzo assiale normalizzato trasmesso dall'impalcato alla pila.**

Axial Load						
N° BRIDGES	< 0.05	0.05-0.10	0.10-0.15	0.15-0.20	>0.20	TOTAL
101	58	26	9	3	5	101
	57.4	25.7	8.9	3.0	5.0	100.0 %



- **Distribuzione per altezza della pila.**

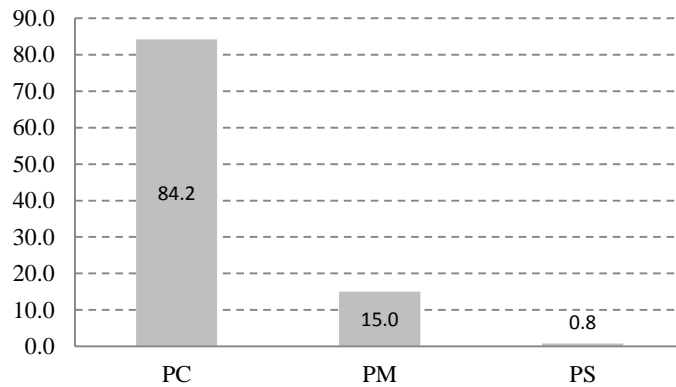
Pier Height [m]									
N° BRIDGES	0-3	3-5	5-8	8-10	10-15	15-25	25-40	>40	TOTAL
101	11	30	45	7	3	4	1	0	101
	10.9	29.7	44.6	6.9	3.0	4.0	1.0	0.0	100.0 %



Osservando il primo grafico riferito alle lunghezze, vien spontaneo fare il confronto con l'analogo grafico riportato nella sezione precedente che analizza l'intero Database. In particolare si nota come nel caso dei multicampata sia che le frequenze più alte si spostano verso destra, quindi verso range d'intervallo con valori più alti; sia che ho una maggiore varietà di lunghezza. I range con maggior frequenza sono i 20-25 e i 30-40 che coprono il 45 % dei casi.

- **Distribuzione per materiale di realizzazione della pila.**

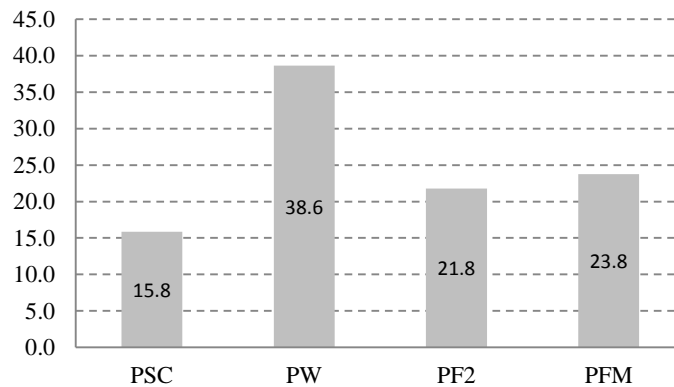
Material Pier					
N° BRIDGES	PC	PM	PS	TOTAL	
120	101	18	1	120	
	84.2	15.0	0.8	100.0	%



Dal primo grafico è evidente che il materiale maggiormente utilizzato, per realizzare la pila, è il cemento armato. Viene utilizzato nel 85 % dei casi, mentre nei rimanenti si utilizza la muratura o la pietra; in un solo caso la pila è realizzata con un telaio in acciaio.

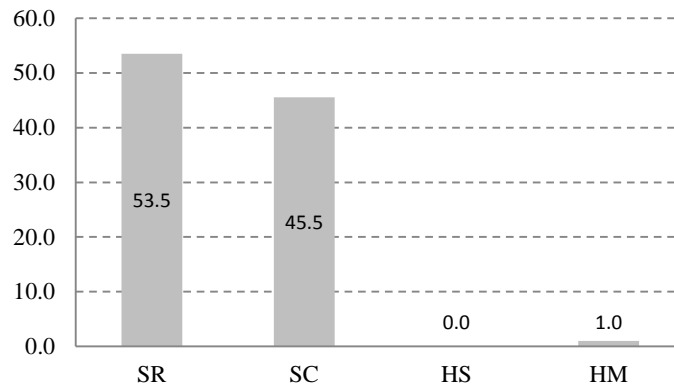
- **Distribuzione per tipologia di pila.**

Pier Type					
N° BRIDGES	PSC	PW	PF2	PFM	TOTAL
101	16	39	22	24	101
	15.8	38.6	21.8	23.8	100.0
					%



- **Distribuzione per tipologia di sezione della pila.**

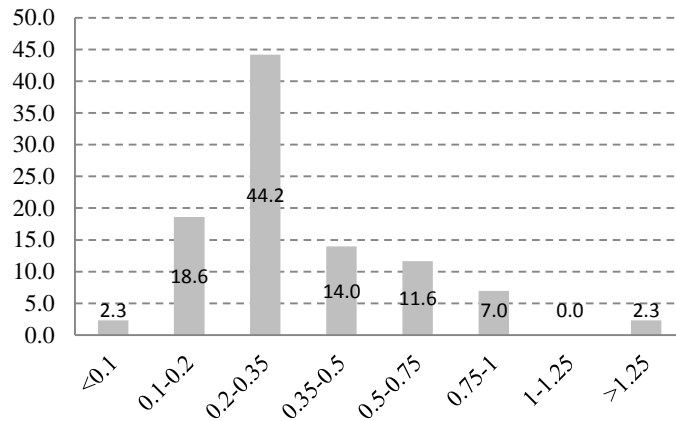
Pier Cross Section						
N° BRIDGES	SR	SC	HS	HM	TOTAL	
101	54	46	0	1	101	
	53.5	45.5	0.0	1.0	100.0	%



Le pile sono praticamente sempre a sezione piena, il 98 % dei casi. La forma maggiormente utilizzata è quella rettangolare, riscontrata nel 61 % dei casi, mentre per il restante 37 % si usa la forma circolare. Per quanto riguarda la loro configurazione è presente una maggiore varietà tra le diverse tipologie; nel 47 % delle occasioni si è adottata la pila a muro mentre, nelle restanti occasioni, la tipologia a pila singola, a telaio doppio o multiplo sono utilizzate all'incirca con la medesima frequenza.

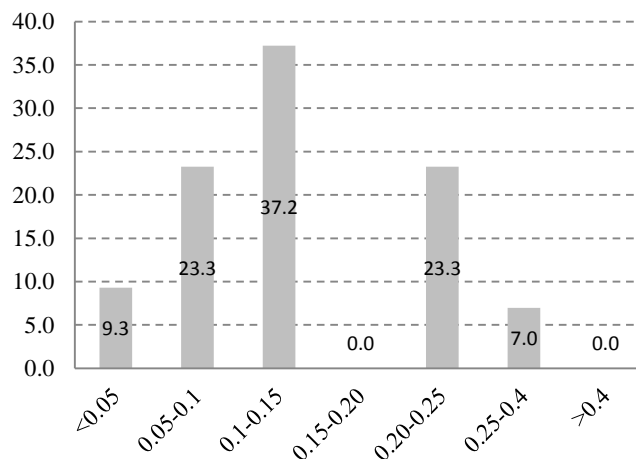
- **Distribuzione per armatura longitudinale confermata da prove in sito o da progetto.**

ρl - Project and On Site									
N° BRIDGES	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.35	0.35-0.5	0.5-0.75	0.75-1	1-1.25	>1.25	TOTAL
43	1	8	19	6	5	3	0	1	43
	2.3	18.6	44.2	14.0	11.6	7.0	0.0	2.3	100.0 %



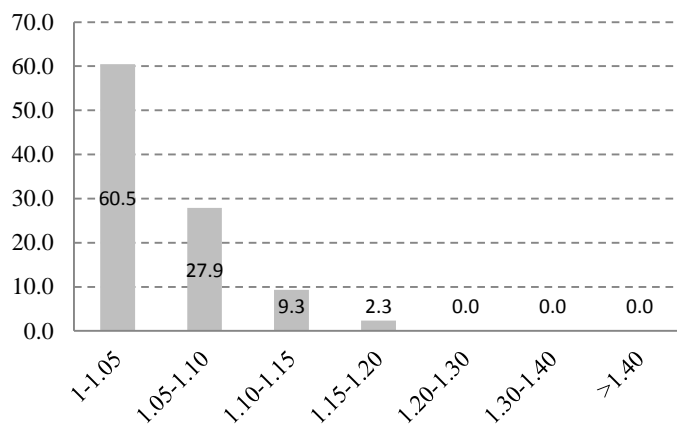
- **Distribuzione per armatura trasversale confermata da prove in sito o da progetto.**

ρst - Project and On Site								
N° BRIDGES	<0.05	0.05-0.1	0.1-0.15	0.15-0.20	0.20-0.25	0.25-0.4	>0.4	TOTAL
43	4	10	16	0	10	3	0	40
	9.3	23.3	37.2	0.0	23.3	7.0	0.0	93.0 %



- **Distribuzione per grado di confinamento confermata da prove in sito o da progetto.**

λ_c - Project and On Site								
N° BRIDGES	1-1.05	1.05-1.10	1.10-1.15	1.15-1.20	1.20-1.30	1.30-1.40	>1.40	TOTAL
43	26	12	4	1	0	0	0	43
	60.5	27.9	9.3	2.3	0.0	0.0	0.0	100.0 %



3. SUDDIVISIONE IN CLASSI OMOGENEE E INDIVIDUAZIONE DEI PONTI MASTER

3.1 Introduzione

La suddivisione in classi ha come obiettivo la definizione di una scala di priorità di esecuzione delle verifiche sismiche, in considerazione del ragguardevole numero di opere d'arte presenti lungo la rete stradale della regione Veneto. Le classi sono quindi individuate considerando i parametri che maggiormente influenzano il comportamento dell'opera in condizioni sismiche. Inoltre, un eventuale risultato positivo della verifica sismica di un'opera master avrebbe potuto rappresentare, nelle intenzioni originali del progetto, una preliminare "assicurazione" sulla sicurezza sismica di tutte le altre opere comprese nella medesima classe.

		N°	Province	Location	Name	Road (S.P.-S.R.)	Static scheme	Pier type	Pier Cross section	Foundation Type
1	1.1.1	127	TV	Silea	Tang. Tv Cavalcavia S.P. 62	S.R. 53	S_SIMPLE	X	X	ND
	1.1.2a	79	BL	Forno di Zoldo	Torrente Maè	S.R. 251	S_SIMPLE	X	X	ND
	1.1.2b	11	TV	Crocetta del Montello	Via Diaz	S.R. 348	S_SIMPLE	X	X	ND
	1.2	92	BL	Zoldo Alto	Rio Frana	S.R. 347	FULL_I	X	X	ND
2	2.1.1a	496	TV	Fadalto	Botteon	S.S. 51	M_SIMPLE	PSC	SR	ND
	2.1.1b	304	BL	Cencenighe	Rio Ghisel	S.R. 203	M_SIMPLE	PSC	SC	ND
	2.1.2	334	BL	Santo Stefano di Cadore	Torrente Frison	S.R. 465	M_SIMPLE	PW	SR	ND
	2.1.3a	196	TV	Silea	Cavalcavia A27	S.R. 89	M_SIMPLE	PF2	SR	ND
	2.1.3b	5	BL	Longarone	Campelli	S.P. 251	M_SIMPLE	PF2	SC	P_FOOT
	2.1.3b	59	BL	Alano di Piave	Cav. Vittorio Veneto - Ponte Fener	S.P. 32	M_SIMPLE	PF2	SC	P_SHAFTS
	2.1.4a	8	TV	Montebelluna	S.P.248 "Schiavonesca"	S.R. 348	M_SIMPLE	PFM	SR	ND
	2.1.4b	30	PD	Cittadella	FF.SS	S.P. 47	M_SIMPLE	PFM	SC	ND
	2.1.4c	21	TV	Portogruaro	Fiume Reghena	S.R. 53	M_SIMPLE	PFM	SC	P_SHAFTS
	2.2.1	35	BL	Quero/Vas	Fante d'Italia	S.P. 1 bis	GERBER	PSC	HM	S_FOOT
	2.2.2.	162	RO	Ceneselli	Canal Bianco	S.R. 482	GERBER	PW	SR	ND
	2.3.1	70	TV	Castelfranco Veneto	Cavalcaferrovia FF.SS	S.R. 245	CONT	PSC	SC	ND
	2.3.2	292	PD	Cittadella	Cavalcavia Borgo Vicenza	S.R. 47	CONT	PW	SR	ND
	2.3.3	400	VI	Grisignano di Zocco	Autostrada A4	S.P. 21	CONT	PF2	SR	ND
	2.3.4a	495	TV	Silea	di Silea	S.R. 53	CONT	PFM	SC	P_FOOT
	2.3.4b	116	VR	Bussolengo	Cavalcavia zona città mercato	S.R. 11	CONT	PFM	SR	ND
2.4.1	125	TV	Treviso	Tang. Tv Ponte sul Sile	S.R. 53	KINEMATIC	PFM	SC	ND	

➤ **1.1.1 - Ponte “Cavalcavia SP62”**



Il ponte, denominato “Cavalcavia SP62”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR89 e realizzata all’interno del comune di Silea (TV). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 15,75 circa. La struttura rappresenta la categoria dei ponti monocampata a travata, semplicemente appoggiati con presenza di dispositivo d’appoggio.

➤ **1.1.2.a - Ponte “Torrente Maè I”**



Il ponte, denominato “Torrente Maè I”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR251 e realizzata all’interno del comune di Forno di Zoldo (BL). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 21,45 circa. La struttura rappresenta la categoria dei ponti monocampata a travata, semplicemente appoggiati senza la presenza di dispositivo d’appoggio.

➤ **1.1.2.b - Ponte “via Diaz”**



Il ponte, denominato “ via Diaz ”, è una delle infrastrutture principali della SR 348 “Feltrina” realizzata nel 1980 nel comune di Crocetta del Montello (TV) in concomitanza ai lavori per la realizzazione della strada. La struttura rappresenta la categoria dei ponti monocampata a soletta piena, semplicemente appoggiati senza la presenza di dispositivo d’appoggio.

➤ **1.2. - Ponte “Rio Frana”**



Il ponte, denominato “Rio Frana”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR347 e realizzata all’interno del comune di Zoldo Alto (BL). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 16,4 circa. La struttura rappresenta la categoria dei ponti monocampata con schema statico d’incastro.

➤ **2.1.1.a - Viadotto “Botteon”**



Il viadotto è localizzato nella zona di Fadalto, all'interno della provincia di Treviso. L'opera presenta sei campate di luce massima 24 m in c.a.p. semplicemente appoggiate su pile in c.a., con larghezza di impalcato pari a 11.5 m. Il viadotto presenta campate appoggiate su pile di altezza variabile. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile singole a sezione rettangolare.

➤ **2.1.1.b - Ponte “Rio Ghisel”**



Il ponte, denominato “Rio Ghisel”, è un'infrastruttura posizionata sulla SR203 e realizzata all'interno del comune di San Tomaso Agordino (BL). Il ponte è composto da 5 campate in semplice appoggio in cap con luci di 16,4m. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile singole a sezione circolare.

➤ **2.1.2 Ponte “Torrente Frison”**



Il ponte, denominato “Torrente Frison”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR465 realizzata all’interno del comune di Santo Stefano di Cadore (BL). Il ponte è costituito da tre campate. Nel corso del 2006 è stata effettuata una campagna di indagini per la caratterizzazione della qualità del calcestruzzo e la quantità di armatura delle spalle del ponte, i cui risultati sono disponibili e utilizzati per questa analisi. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a muro.

➤ **2.1.3a Ponte “Cavalcavia A27”**



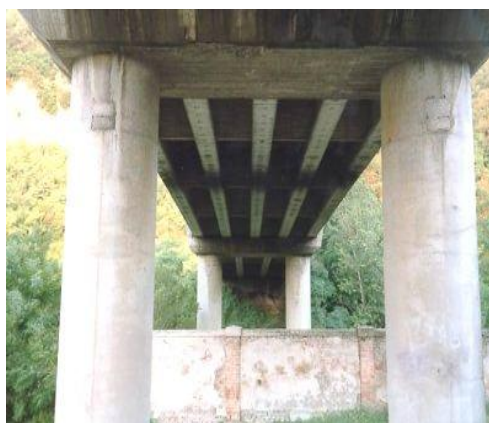
Il ponte “Cavalcavia A27” è una delle opere poste sulla strada SR89, tale opera si trova all’interno del comune di Silea (TV). Il ponte è costituito da tre campate. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da due elementi, a sezione rettangolare.

➤ **2.1.3b - Ponte “Campelli”**



Il ponte “Campelli” sorge sul fiume Piave nel comune di Longarone. È stato costruito in occasione dei lavori di costruzione della strada di collegamento tra l’abitato di Longarone e la strada da Codissago-Dogna-Provagna e rientra nel piano regolatore per la ricostruzione di Longarone. Il progetto, recuperato presso il Genio Civile di Belluno è datato 20-7-64. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da due elementi, a sezione circolare.

➤ **2.1.3b - Ponte “Cav. Vittorio Veneto - Ponte Fener”**



Il ponte in esame si trova sulla SP 32 (BL) nel comune di Alano di Piave (BL) e, collegando la SR 348 “Feltrina” con la SP 28 (TV) “di Segusino costituisce un attraversamento sul fiume Piave di notevole importanza per la rete viaria provinciale; la struttura risale agli inizi degli anni ’70 e si trova in buon stato di conservazione. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da due elementi, a sezione circolare.

➤ **2.1.4a - Ponte sulla S.P. 248 “Schiavonesca-Marosticana”**



Il ponte sulla SP248 è posto nel comune di Montebelluna (TV). La sua realizzazione si colloca nell’ambito delle opere di ammodernamento della SR348. Il progetto, recuperato in parte presso l’archivio dell’ANAS di Mestre (VE), è datato 19.07.1971. Il ponte si configura come un’opera di interesse strategico e rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da più elementi, a sezione rettangolare.

➤ **2.1.4b - Ponte “FF.SS.”**



Il ponte “FF.SS.” è situato nel comune di Cittadella (PD). Il progetto non è stato rintracciato, ma dagli studi fatti sul confronto con tipologie analoghe di ponte si è stabilita l’epoca di progettazione risalente a metà anni novanta. Il ponte costituisce il sovrappasso su una linea ferroviaria e rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da più elementi, a sezione circolare.

➤ **2.1.4c - Ponte “Fiume Reghena”**



Il ponte sul Fiume Reghena è posto nel comune di Portogruaro (VE). La sua realizzazione si colloca nell’ambito delle opere di ammodernamento della SR53 in sede ed in varianti esterne agli abitati principali attraversati. Il progetto, datato 1972, è stato recuperato in parte presso l’archivio dell’ANAS di Mestre (VE). Il ponte rappresenta la categoria dei ponti multicampata in semplice appoggio su pile a telaio, composto da più elementi, a sezione circolare.

➤ **2.2.1 - Ponte il Fante d’Italia**



Il ponte il Fante d’Italia è situato all’interno del comune di Quero (BL) e la sua realizzazione si colloca nell’ambito delle opere di ammodernamento della SP 1 bis. Il progetto, recuperato presso l’archivio della Provincia di Belluno, è datato 30.04.1969. Il ponte costituisce l’attraversamento del fiume Piave su un territorio particolarmente impervio e garantisce la continuità di una importante arteria della rete stradale della provincia. Il ponte presenta tredici campate, le campate centrali poggiano su delle selle mentre quelle secondarie sono in semplice appoggio. Il ponte rappresenta la categoria dei ponti multicampata con selle d’appoggio Gerber, con pile a sezione cava.

➤ **2.2.2 - Ponte “Canal Bianco”**



Il ponte, denominato 'Canal Bianco', è un'infrastruttura posizionata sulla SR482 e realizzata all'interno del comune di Ceneselli (RO). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 11,4 circa. Il ponte rappresenta la categoria dei ponti multicampata con selle d'appoggio Gerber, con pile a muro.

➤ **2.3.1 - Ponte “Cavalcaferrovia FF.SS.”**



Il ponte, denominato “Cavalcaferrovia FF.SS.”, è un'infrastruttura posizionata sulla SR54 e realizzata all'interno del comune di Castelfranco Veneto (TV). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 33 circa. . Il ponte rappresenta la categoria dei ponti continui su pile singole a sezione circolare.

➤ **2.3.2 - Ponte “Cavalcavia Borgo Vicenza”**



Il ponte, denominato “Cavalcavia Borgo Vicenza”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR47 e realizzata all’interno del comune di Cittadella (PD). Il ponte è costituito da sei campate di metri 20,6 circa. Il ponte rappresenta la categoria dei ponti continui su pile a muro.

➤ **2.3.3 - Ponte “Autostrada A4”**



Il ponte, denominato “Autostrada A4”, è un’infrastruttura posizionata sulla SP 21 realizzata all’interno del comune di Grisignano di Zocco. Il ponte è costituito da 3 campate di metri 36,4. Nel corso del marzo 2009 è stata effettuata una campagna di rilevazioni per il confronto con le misure in nostro possesso. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata continui che poggiano su pile a telaio, composto da due elementi, a sezione rettangolare.

➤ **2.3.4a - Ponte “di Silea”**



Il ponte, denominato “di Silea”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR53 sul tratto corrispondente alla tangenziale di Treviso e realizzata all’interno del comune di Silea (TV). Il progetto, a nostra disposizione, è datato 2003. Si tratta di un viadotto a travata della lunghezza complessiva di 160 m composto di 4 campate. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata continui che poggiano su pile a telaio, composto da più elementi, a sezione circolare.

➤ **2.3.4b - Ponte “Cavalcavia zona Città Mercato”**



Il ponte, denominato “Cavalcavia zona Città Mercato”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR11 e realizzata all’interno del comune di Bussolengo (VR). Il ponte è costituito da una singola campata di metri 9,75 circa. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata continui che poggiano su pile a telaio, composto da più elementi, a sezione rettangolare.

➤ **2.4.1 – Ponte “Tang.TV Ponte nord sul Sile”**



Il ponte, denominato “Tang. TV Ponte nord sul Sile”, è un’infrastruttura posizionata sulla SR53 e realizzata all’interno del comune di Treviso. Il ponte è costituito da una singola campata di metri 17 circa. Nel corso del 2006 è stata effettuata una campagna di indagini per la caratterizzazione della qualità del calcestruzzo e la quantità di armatura delle spalle del ponte, i cui risultati sono disponibili e utilizzati per questa analisi. La struttura rappresenta la categoria dei ponti multicampata semplicemente appoggiati con realizzazione di catena cinematica che poggiano su pile a telaio, composto da due elementi, a sezione circolare.

4.1 Introduzione

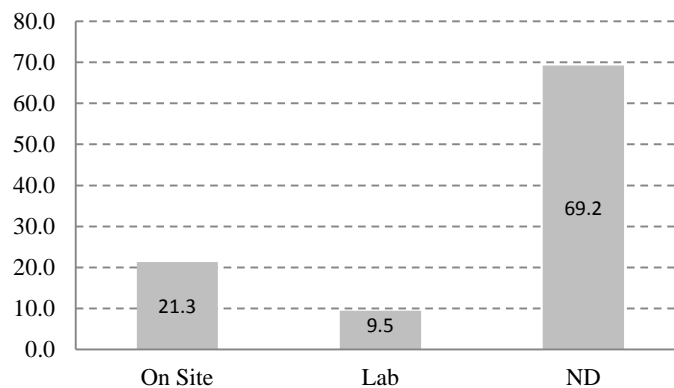
In questo capitolo è proposta una valutazione della consistenza numerica del database per quanto riguarda le proprietà dei materiali da costruzione utilizzati. La prima osservazione è che i valori riportati nel database sono valori di resistenza media del materiale, ma non tutti sono dati validati da prove. Si può dire infatti che hanno una diversa origine, in particolare possiamo evidenziare la presenza di tre diverse categorie di valori:

- valori derivanti da prove in sito “*On Site*”, si tratta esclusivamente di prove non distruttive. Dalle schede è emerso che in generale le prove utilizzate sono: la prova pacometrica, sclerometrica, ultrasonica e la combinata SonReb. Si evidenzia che la descrizione delle prove nella scheda di vulnerabilità non è esaustiva, quindi non è garantito che per ogni singolo ponte siano realizzate tutte le prove precedentemente elencate. A conferma di quanto appena detto, si osserva anche che non sono disponibili tutti i valori delle singole prove in sito, ma solo il valore finale di resistenza media utilizzato per le verifiche.
- valori derivanti da prove di laboratorio “*Lab*”, si tratta esclusivamente di prove distruttive. In particolare le prove eseguite sono la prova a compressione nel caso del calcestruzzo e la prova a trazione nel caso dell'acciaio. Al contrario di quanto precedentemente detto, in questo caso sono a disposizione i valori di tutte le singole prove realizzate sul ponte.
- valori assunti “*Hyp*”, stati valutati e stabiliti in base a ricerche su progetti di strutture simili, costruite nello stesso periodo e con analoghe caratteristiche geometriche, a causa della mancanza di progetti attendibili, di progetti simulati in accordo alle normative dell'epoca e di prove sul materiale, sia in sito che in laboratorio.

Di seguito si riportano gli istogrammi che ci permettono di capire numericamente qual è l'origine dei dati nei tre casi sopra esposti, differenziati per materiale.

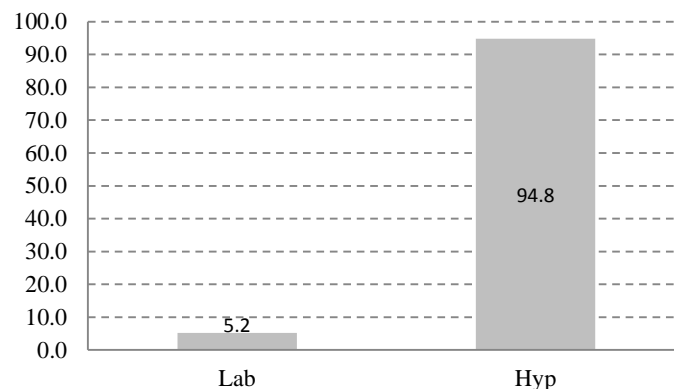
- **Distribuzione per origine dei dati per il calcestruzzo armato.**

Concrete				
N° BRIDGES	On Site	Lab	ND	TOTAL
328	70	31	227	328
	21.3	9.5	69.2	100.0 %



- **Distribuzione per origine dei dati per l'acciaio.**

Steel			
N° BRIDGES	Lab	Hyp	TOTAL
328	17	311	328
	5.2	94.8	100.0 %

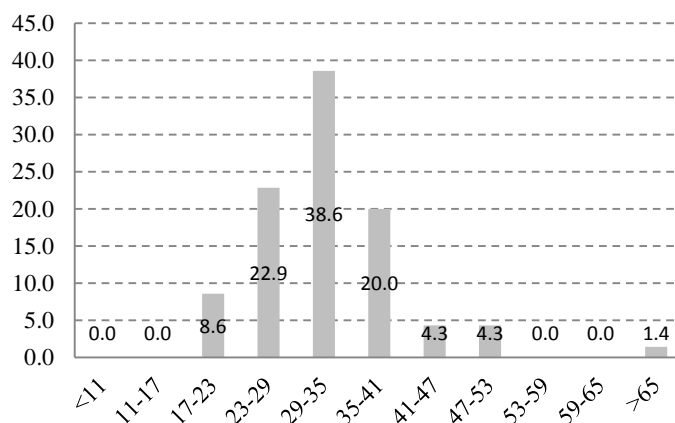


Il dato che emerge è che nel caso del calcestruzzo abbiamo le prove su circa un terzo dei ponti considerati. Per quanto riguarda l'acciaio la situazione peggiora, sono state realizzate prove solo nel 5 % dei casi. Nelle pagine successive vengono descritte le prove prima citate.

4.2 Analisi database – Materiali nei ponti in calcestruzzo armato

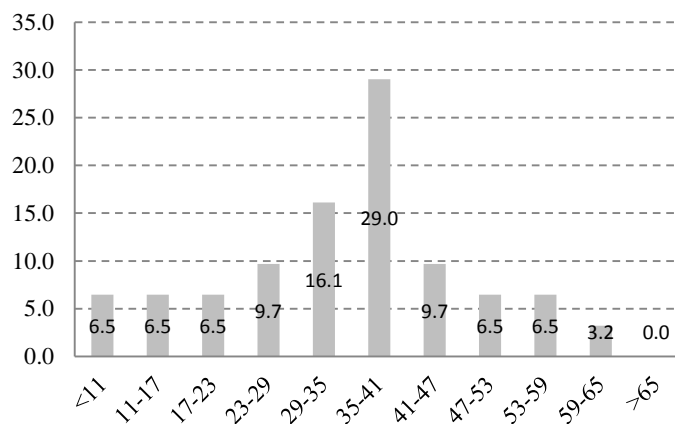
- **Distribuzione resistenza a compressione del calcestruzzo misurata in sito.**

		Rcm - On Site										
N° BRIDGES	<11	11-17	17-23	23-29	29-35	35-41	41-47	47-53	53-59	59-65	>65	TOTAL
70	0	0	6	16	27	14	3	3	0	0	1	70
	0.0	0.0	8.6	22.9	38.6	20.0	4.3	4.3	0.0	0.0	1.4	100.0 %



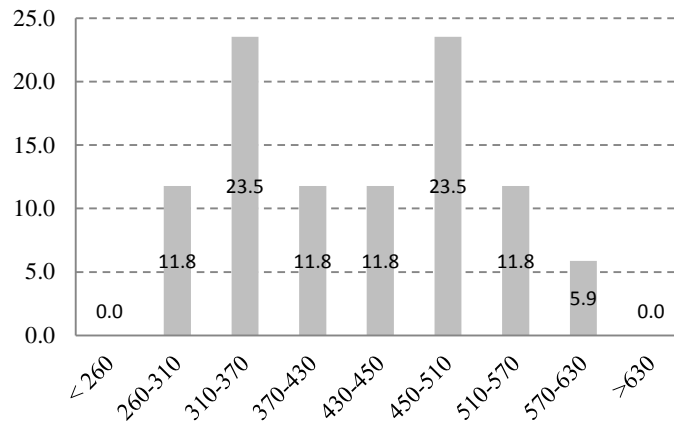
- **Distribuzione resistenza a compressione del calcestruzzo misurata in laboratorio.**

		Rcm - Lab										
N° BRIDGES	<11	11-17	17-23	23-29	29-35	35-41	41-47	47-53	53-59	59-65	>65	TOTAL
31	2	2	2	3	5	9	3	2	2	1	0	31
	6.5	6.5	6.5	9.7	16.1	29.0	9.7	6.5	6.5	3.2	0.0	100.0 %



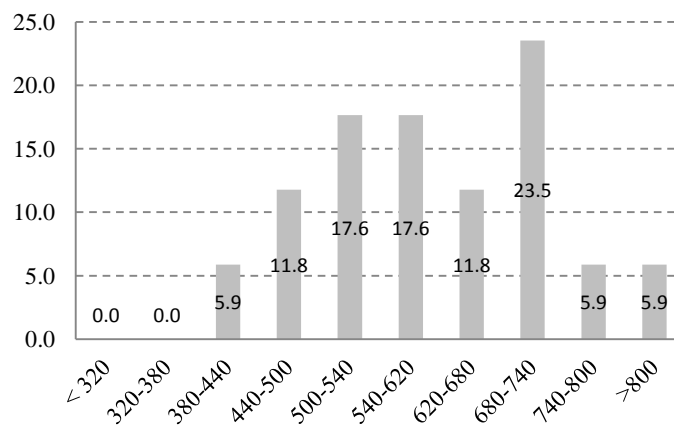
- **Distribuzione per resistenza a snervamento dell'acciaio misurata in laboratorio.**

Fym - Lab										
N° BRIDGES	< 260	260-310	310-370	370-430	430-450	450-510	510-570	570-630	>630	TOTAL
17	0	2	4	2	2	4	2	1	0	17
	0.0	11.8	23.5	11.8	11.8	23.5	11.8	5.9	0.0	100.0 %



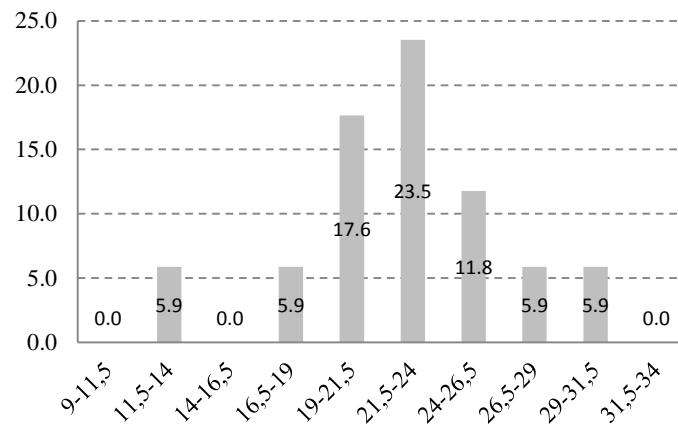
- **Distribuzione per resistenza a rottura dell'acciaio misurata in laboratorio.**

Ftm - Lab											
N° BRIDGES	< 320	320-380	380-440	440-500	500-540	540-620	620-680	680-740	740-800	>800	TOTAL
17	0	0	1	2	3	3	2	4	1	1	17
	0.0	0.0	5.9	11.8	17.6	17.6	11.8	23.5	5.9	5.9	100.0 %



- **Distribuzione per allungamento A5 dell'acciaio misurata in laboratorio.**

A5f [%] - Lab												
N° BRIDGES	9-11,5	11,5-14	14-16,5	16,5-19	19-21,5	21,5-24	24-26,5	26,5-29	29-31,5	31,5-34	ND	TOTAL
	0	1	0	1	3	4	2	1	1	0	4	17
17	0.0	5.9	0.0	5.9	17.6	23.5	11.8	5.9	5.9	0.0	23.5	100.0 %



Di seguito riporto una descrizione delle prove utilizzate per caratterizzare il materiale.

4.3 Prove distruttive

1) Prova di compressione su carote di calcestruzzo

Lo scopo della prova è la determinazione del valore di rottura di provini di calcestruzzo, cubici o cilindrici, sottoposti a deformazione mediante l'azione di un carico di compressione monodirezionale applicato ortogonalmente alla sezione del provino.

Le indagini distruttive necessitano di particolare cura affinché si ottenga la determinazione delle caratteristiche reali dei materiali. In particolare, sia la fase di estrazione del campione "carote", sia la preparazione per la prova devono minimizzare il disturbo ad esso arrecato, onde evitarne un eccessivo danneggiamento che rende la carota non rappresentativa del calcestruzzo da cui è stata prelevata.

Nella prova di compressione dei campioni cilindrici, affinché non ci sia un'influenza dall'effetto di confinamento delle piastre di carico della pressa, si preferisce realizzare provini con un rapporto tra altezza e diametro della base pari a due.

I valori di resistenza a compressione così ottenuti "fc" possono poi essere ricondotti ai valori di resistenza dei campioni cubici "Rc" dividendo per un coefficiente pari a 0,83. Nel caso in cui le prove di compressione vengano eseguite su carote prelevate da strutture esistenti, si tende invece a sottoporre a prova campioni cilindrici con rapporto unitario tra altezza e diametro in modo da ottenere direttamente la resistenza cubica "Rc".

In particolar modo, dopo aver prelevato una carota con rapporto tra altezza "h" e diametro "D" della base almeno pari a due, è possibile effettuare su di essa un taglio in modo da ottenerne due carote con rapporto tra altezza e diametro pari ad uno. Sottoponendo poi a prova due campioni per ciascun prelievo si può così ottenere un valore medio per ogni punto indagato che consente di ridurre le incertezze che riguardano le fasi di prova e di preparazione dei campioni.

Una volta individuato il reticolo delle armature mediante il pacometro, il prelievo sarà fatto nei campi privi di armatura in modo da evitare l'inclusione di armature metalliche con i relativi effetti di disturbo nelle fasi di prelievo e di alterazione dei valori in fase di prova.

Il diametro "D" delle carote deve essere almeno pari a tre volte il diametro massimo dell'aggregato presente nel calcestruzzo. Il diametro "D" più comunemente utilizzato nei prelievi è di circa 100 mm e, di conseguenza, l'altezza della carota prelevata deve essere di circa 280 mm, affinché possa ottenersi un campione lungo 200 mm o, meglio, due campioni con rapporto altezza/diametro unitario.

Le norme evidenziano come la resistenza in situ, determinata mediante la compressione di carote prelevate dalla struttura, sia in generale minore di quella ricavata dalla prova di compressione di

campioni maturati in condizioni di laboratorio. Tale difformità è legata principalmente a due motivazioni: una relativa alle condizioni di posa in opera e di maturazione, l'altra ai disturbi arrecati ai campioni mediante il prelievo.

Vista la necessità di valutare la resistenza in situ dei calcestruzzi, la letteratura tecnico-scientifica e diverse normative danno una serie di indicazioni per tutti i fattori sopra elencati, noi consideriamo la formulazione di Masi:

$$f_{cls} = C_{h/d} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d \cdot f_{car}$$

dove:

- $C_{h/d}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, in particolare $C_{h/d} = 2/(1,5 + D/h)$
- C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.88 per diametri delle carote pari rispettivamente a 50, 100 e 150 [mm]
- C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ($\phi 10$) e 1.13 per barre di diametro maggiore
- C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione.

Una volta eseguito il prelievo particolare cura dovrà essere posta nel ripristino dell'elemento procedendo alla chiusura del foro con l'impiego di malte molto fluide, a ritiro compensato, adottando tutte le cautele necessarie ad assicurare la massima adesione alla superficie del foro.

Al fine di non indurre riduzioni importanti della sicurezza strutturale è importante scegliere con accortezza i punti di prelievo, evitando di eseguire dei carotaggi su elementi snelli o molto caricati e sulle parti più sollecitate degli elementi strutturali. Va peraltro ricordato, a questo proposito, come un calcestruzzo molto sollecitato, anche solo a compressione, possa subire fessurazioni o microlesioni che possono ridurre sensibilmente la resistenza a compressione dei provini estratti. L'esito della prova, in tal caso, è evidentemente molto condizionato da tale effetto e non riflette le reali caratteristiche del materiale, che debbono ovviamente far riferimento ad una condizione di danneggiamento assente.

2) Prove di trazione su barre di armatura d'acciaio estratte dalla struttura

Si tratta della classica prova di trazione cioè si sottopone lo spezzone d'armatura a una deformazione mediante l'azione di un carico di trazione unidirezionale applicato ortogonalmente alla sezione del provino. L'acciaio essendo un prodotto industrializzato, contrariamente al calcestruzzo, possiede un'elevata stabilità di comportamento e le sue caratteristiche, all'epoca della realizzazione della struttura, sono accertate già presso lo stabilimento di produzione. Pertanto, soprattutto per le strutture recenti, quando ne è nota la provenienza e si dispone delle certificazioni, potrebbe risultare superfluo eseguire prelievi di barre d'armatura. In ogni caso appare opportuno limitarne il numero, data la notevole invasività dell'operazione e, per la usuale buona costanza di caratteristiche dell'acciaio. Lo spezzone di barra da prelevare deve avere una lunghezza pari a circa 450 mm, in modo da essere sottoposto alla prova in conformità alla norma. È importante che il prelievo venga effettuato su elementi poco sollecitati ovviamente laddove si abbia certezza che il tipo di acciaio sia lo stesso in tutta la struttura. Una volta eseguito il prelievo particolare cura dovrà essere posta nel ripristino della capacità resistente originaria dell'elemento strutturale, verificando che sia possibile saldare le barre in opera ed evitando in ogni caso di ricorrere alla saldatura di testa.

4.4 Prove non distruttive

1) Prove Pacometriche

Il pacometro è uno strumento digitale che permette di rilevare in maniera non distruttiva la presenza, la direzione e il diametro delle barre di armatura all'interno di elementi in calcestruzzo armato; permette inoltre la misura dello spessore del copriferro e l'interferro dei tondini. La prova pacometrica consente anche di individuare le zone dell'elemento prive di armatura nelle quali eseguire le indagini finalizzate alla conoscenza delle caratteristiche del calcestruzzo, quali, ad esempio, il prelievo di carote, le prove sclerometriche e quelle ultrasoniche. Ne consegue che l'indagine pacometrica deve essere preliminare a qualsiasi altro tipo di indagine, distruttiva e non, condotta su elementi in cemento armato. La prova rientra nei cosiddetti metodi magnetici, in quanto sfrutta le proprietà magnetiche del ferro per la localizzazione delle armature metalliche. Il pacometro basa il suo funzionamento sul fenomeno delle correnti parassite: un conduttore massiccio, ad esempio l'armatura, sottoposto ad un campo d'induzione magnetica, dissipa una certa quantità di potenza in funzione della sua resistività, e quindi delle sue geometria.

Lo strumento è costituito da una sonda che genera il campo e da una centralina che misura la potenza dissipata dall'oggetto metallico per effetto dell'induzione magnetica, indotta dalla sonda.

La posizione dei ferri è determinata muovendo la sonda sulla superficie in esame, fino ad individuare la direzione di massimo assorbimento elettromagnetico che corrisponde all'andamento longitudinale della barra. Questo principio operativo presenta, rispetto ad altri sistemi, una buona precisione e l'assenza di disturbo dovuto ad umidità ed altri fenomeni chimici o termici.

La prova viene effettuata facendo scorrere la sonda sull'elemento indagato, mediante conversioni automatiche, lo strumento è in grado di fornire in tempo reale la sezione delle barre rilevate.

2) *Prove Sclerometriche*

Lo sclerometro, è uno strumento che permette di determinare la resistenza del calcestruzzo tramite una misura di durezza superficiale. Il principio di funzionamento dello strumento è quello di valutare il rimbalzo di una sfera metallica contenuta in un apposito cilindro cavo. Sono le prove più comunemente utilizzate, sebbene i valori che restituiscono, spesso sono poco significativi se non abbinati alle prove ultrasoniche (metodo SonReb). Come indicato dalle norme UNI, l'indice di rimbalzo deve essere valutato come la media sul numero di battute eseguite nella stessa area di misura; è bene tener presente che la superficie deve essere preventivamente preparata eliminando le asperità e che è sbagliato fare la ripetuta nello stesso identico punto fisico.

Le aree su cui si eseguono le battute sclerometriche devono risultare interne alle zone di solo calcestruzzo circoscritte dal reticolo delle armature individuate mediante misure pacometriche. Si dovrà evitare di eseguire misurazioni in corrispondenza di calcestruzzo distaccato o palesemente deteriorato. In particolare la norma individua diverse prescrizioni: su ogni faccia delle superfici di calcestruzzo indagate vanno eseguite almeno nove misurazioni non sovrapposte e distanti non meno di 25 mm tra loro o dal bordo di eventuali difetti superficiali presenti e da ferri d'armatura, preventivamente localizzati. Il risultato della prova è fornito in termini di indice di rimbalzo medio "IR" ed è riportato per ogni punto di indagine. Se, per ciascun punto, oltre il 20% di tutte le misure si discosta dalla media per più di 6 unità, deve essere scartata l'intera serie di misure.

L'indice di rimbalzo dovrà essere valutato eseguendo la misura con lo sclerometro in posizione orizzontale. Si evidenzia, inoltre, che in presenza di calcestruzzi molto carbonatati la durezza superficiale può risultare più alta di quella comunemente misurata e, pertanto, è opportuno ridurre il valore di riferimento medio dell'indice di rimbalzo "IR", tramite un opportuno coefficiente.

3) Prove Ultrasoniche

Le prove ad ultrasuoni si eseguono nell'ambito dei controlli non distruttivi per la determinazione delle caratteristiche elastiche e meccaniche e sono attualmente considerate un importante mezzo di supporto per le indagini su omogeneità del calcestruzzo, difetti di getto, variazioni delle proprietà (dovute a degrado, a sollecitazioni, ecc.) e stima della resistenza del calcestruzzo. Le prove ultrasoniche si basano sulla capacità di stima della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo, essendo tale velocità strettamente correlata con il modulo elastico del calcestruzzo e a sua volta correlato con la resistenza a compressione. La prova ultrasonica ha lo scopo di misurare il tempo di propagazione di un impulso di vibrazione meccanica nel calcestruzzo fra una o più coppie di punti di rilievo, in modo da calcolare la velocità virtuale o apparente di propagazione degli impulsi e da essa poi si ricavano informazioni sull'omogeneità del calcestruzzo. Su ogni faccia delle superfici di calcestruzzo indagate la lettura va eseguita in aree interne alle zone di solo calcestruzzo, prive dell'eventuale intonaco soprastante, circoscritte dal reticolo delle armature individuate mediante le misure pacometriche. Analogamente a quanto detto per le prove sclerometriche, si dovrà evitare di eseguire misurazioni in corrispondenza di calcestruzzo distaccato o palesemente deteriorato. L'attendibilità di questo metodo è fortemente influenzata dalle velocità delle onde ultrasoniche misurate, questo valore risente fortemente delle modalità di esecuzione, oltre che della corretta calibrazione dello strumento. Un esempio può essere il disallineamento dei sensori che non ricrea la corretta continuità con il calcestruzzo; si ha un aumento della lunghezza del percorso e, quindi, una riduzione della velocità apparente. La velocità di trasmissione nell'acciaio è mediamente maggiore rispetto a quella del calcestruzzo; pertanto, specie se le armature sono disposte nella stessa direzione della trasmissione del segnale, si possono registrare velocità maggiori di quelle effettive. Altro fattore che può falsare la velocità di propagazione del segnale è il contenuto di umidità presente nell'elemento, all'aumentare del contenuto d'acqua presente sarà maggiore anche la velocità misurata.

4) Prova SonReb

Il metodo SonReb è un metodo di indagine non distruttivo sul calcestruzzo. L'apparecchiatura impiegata per la prova SonReb è costituita dallo sclerometro e dallo strumento ad ultrasuoni; da qui prende il nome la prova, infatti è composta dalla sigle dei termini SONic e REBound (ultrasuoni e sclerometro). I parametri misurati con queste indagini sono l'indice di rimbalzo "IR" e la velocità di propagazione "V" delle onde ultrasonore, questi possono essere messi in correlazione mediante

metodi semiempirici ed algoritmi, consentendo di estrapolare diverse caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali esaminati. Un esempio di relazione per determinare la resistenza del calcestruzzo è:

$$R_C = a \cdot I_R^b \cdot V^c$$

con a , b e c ricavabili in letteratura tecnica a seconda delle formulazioni adottate o opportunamente tarati per il caso specifico. Quelle maggiormente utilizzate sono quelle di Gasparik e Rilem che sono state ricavate da prove su calcestruzzi di composizione usuale al contrario di ciò che accade per le formulazioni di Pascale e di Del Monte, questi ultimi hanno limiti di applicabilità in quanto i valori sono ricavati da prove su, rispettivamente, travi in c.a.p. di un cavalcavia ferroviario e calcestruzzo di qualità medio bassa. Un'alternativa è rappresentata dall'aver a disposizione i dati di rottura di carote prelevate dall'edificio oggetto di analisi, ciò ci permette di definire i parametri a , b e c attraverso analisi di regressione in modo da ottenere una relazione specifica per il caso valutato, così da estendere in sito i risultati ricavati in laboratorio. Nel caso in cui le prove distruttive sono integrate con prove non distruttive è opportuno eseguire i carotaggi in corrispondenza dei punti in cui sono state eseguite alcune delle prove sclerometriche ed ultrasoniche, al fine di ricavare le correlazioni più corrette possibili tra le due prove. Per ogni zona di valutazione si determina la velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici, mediando su tre misure, e l'indice di rimbalzo, mediando su nove misure. L'indagine risulta particolarmente utile laddove l'impiego esclusivo della prova sclerometrica o di quella ultrasonica si rivela insufficiente. In particolare i vantaggi rispetto all'indagine ultrasonica sono che viene ridotta l'influenza della granulometria degli inerti, del dosaggio e del tipo di cemento e degli eventuali additivi impiegati per il getto del calcestruzzo. Rispetto alle prove sclerometriche invece, il vantaggio è che viene rilevata la variazione di qualità tra strati superficiali e strati profondi del conglomerato. Il metodo SonReb ha anche il vantaggio di annullare l'incidenza che il contenuto di umidità ed il grado di maturazione del calcestruzzo possono avere sui risultati delle analisi, dal momento che l'umidità e la maturazione, a parità di resistenza a rottura, producono effetti opposti sulla velocità di propagazione degli ultrasuoni e sul valore dell'indice di rimbalzo.

4.4 Sintesi Prove di Laboratorio - Calcestruzzo

CALCESTRUZZO

PUNTE	LOCALIZZAZIONE VERIFICA	PROVA	RAPPORTO DI PROVA N°	IDENTIFICAZIONE PROVINO		DIMENSIONI		D/P	MASSA	MASSA	RESISTENZA	fc da prove	C _{pe}	C _g	fc tubo	fc medio	fc medio
				a	b	h	d										
16_54 km 29+752	SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02834	51.851(01)-06CA01187	93	93	1.00	1480.2	2.272	218.80	32.21	0.800	1.1	218.80	21.80	21.80	21.80
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROS. LATO VALLE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02835	51.849(02)-06CA01188	93	93	1.00	1480.2	2.262	206.10	30.37	0.800	1.1	206.10	20.61	20.61	20.61
	SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02836	24.851(01)-06CA02288	94	94	1.01	1645.7	2.860	266.00	53.87	0.797	1.1	266.00	48.56	48.56	48.56
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROS. LATO VALLE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02837	24.849(02)-06CA02289	93	93	1.00	1533.7	2.456	271.30	40.20	0.800	1.1	271.30	26.20	26.20	26.20
	SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02749	1.851(01)-06CA00945	74	74	0.99	765.7	2.462	273.00	64.30	0.694	1.1	64.30	58.56	58.56	58.56
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROS. LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02750	1.851(02)-06CA00946	93	93	1.00	1620.3	2.574	402.00	70.96	0.800	1.1	402.00	61.44	61.44	61.44
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROS. LATO VALLE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02751	1.851(03)-06CA00947	94	94	0.99	1534.6	2.403	266.50	44.69	0.800	1.1	266.50	38.57	38.57	38.57
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02752	20.851(01)-06CA00944	74	74	0.99	752.6	2.264	144.40	34.50	0.804	1.1	34.50	30.53	30.53	30.53
296_54 km 04+132	MARCAI VALLEGRÒ DELLA PROV. DEL MASSICCIANO																
292_30 km 04+270	SPALLA NEN DECENTRATA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02767	34.851(01)-06CA01183	73	73	1.00	747.6	2.447	140.13	33.17	0.800	1.1	29.54	29.54	29.54	29.54
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02768	34.851(02)-06CA01184	94	94	0.99	1506.1	2.403	263.70	51.11	0.797	1.1	34.27	40.38	40.38	40.38
	AL CENTRO DELLA PIA DA SPALLA DI BROS.	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02769	34.849(03)-06CA01185	74	74	1.00	718.1	2.303	133.10	32.68	0.800	1.1	32.68	46.48	46.48	46.48
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02770	58.849(01)-06CA01186	93	93	1.00	1542.4	2.441	214.70	46.33	0.800	1.1	46.33	34.52	34.52	34.52
	AL CENTRO DELLA PIA LATO SPALLA DI BROS.	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02771	58.847(01)-06CA01187	93	93	1.01	1526.7	2.366	185.2	24.69	0.797	1.1	24.69	23.38	23.38	23.38
	MURO ANTORE A 1.50m DALLA SPALLA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02772	62.851(01)-06CA01204	94	94	1.01	1589.8	2.490	262.7	57.28	0.797	1.1	50.66	50.66	50.66	50.66
	AL CENTRO DELLA PIA LATO SPALLA DI BROS.	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02773	62.851(02)-06CA01205	93	93	1.00	1571.3	2.408	129	19.0	0.800	1.1	19.0	18.23	18.23	18.23
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02774	63.849(02)-06CA01206	93	93	1.00	1489.9	2.358	192.8	28.4	0.800	1.1	24.58	24.58	24.58	24.58
	AL CENTRO DELLA PIA LATO SPALLA DI BROS.	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02775	68.851(01)-06CA01207	92	92	1.00	1467.7	2.382	198.9	29.9	0.800	1.1	26.33	26.33	26.33	26.33
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02776	67.849(01)-06CA01208	72	72	0.99	713.7	2.366	138.7	38.2	0.804	1.1	33.76	33.76	33.76	33.76
	AL CENTRO DELLA PIA DA SPALLA DI BROS. MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02777	69.849(01)-06CA01209	93	93	1.00	1570.1	2.405	191.8	46.6	0.800	1.1	37.37	37.37	37.37	37.37
	AL CENTRO DELLA PIA DA SPALLA SUD	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02778	69.847(01)-06CA01210	94	94	1.01	1499.4	2.363	364.40	53.64	0.797	1.1	47.00	47.00	47.00	47.00
	AL CENTRO DELLA SPALLA DA SPALLA SUD	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02779	69.849(02)-06CA01211	94	94	1.00	1537.4	2.364	406.30	59.55	0.800	1.1	51.52	48.12	48.12	48.12
	SUL PARASARACCA A OGGI SOPRA SPALLA SUD	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02780	69.851(01)-06CA01212	93	93	1.00	1531.3	2.401	168.60	34.81	0.800	1.1	31.03	31.03	31.03	31.03
	SULLA DI DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02781	3.851(01)-06CA00782	94	94	1.00	1617.1	2.470	176.6	25.4	0.800	1.1	176.6	21.38	21.38	21.38
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02782	3.849(02)-06CA00783	94	94	1.00	1517.5	2.388	295.2	56.9	0.800	1.1	50.11	46.57	46.57	46.57
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02783	8.851(01)-06CA00841	93	93	1.00	1626.4	2.575	246.8	36.3	0.800	1.1	36.3	31.07	31.07	31.07
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02784	13.849(02)-06CA00842	94	94	1.00	1603.8	2.551	467.5	67.4	0.800	1.1	67.4	59.28	59.28	59.28
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02785	13.851(01)-06CA00843	93	93	0.99	1652.8	2.581	328.7	47.4	0.800	1.1	47.4	41.86	41.86	41.86
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02786	10.851(02)-06CA00844	94	94	1.01	1587.7	2.485	438.8	64.2	0.797	1.1	64.2	56.23	56.23	56.23
	SULLA DI DELLA SPALLA DI BROS. LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02787	10.851(03)-06CA00845	94	94	1.00	1645.4	2.522	454.4	65.5	0.800	1.1	65.5	57.62	57.62	57.62
	SULLA DI DELLA SPALLA DI BROS. LATO SUD	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02788	10.849(01)-06CA00846	73	73	1.00	1727.3	2.380	152.5	27.6	0.800	1.1	27.6	24.33	24.33	24.33
	2°PIA DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02789	10.849(02)-06CA00847	73	73	1.00	1727.3	2.380	152.5	27.6	0.800	1.1	27.6	24.33	24.33	24.33
	PIA N°1 DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02790	11.849(01)-06CA00848	73	73	1.01	751.6	2.468	270.8	66.5	0.796	1.1	66.5	58.71	58.71	58.71
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02791	11.849(02)-06CA00849	73	73	1.00	765.5	2.515	218.1	35.2	0.800	1.1	35.2	27.08	27.08	27.08
	SOLITTA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02792	11.849(03)-06CA00850	73	73	1.00	796.4	2.603	211.3	34.4	0.800	1.1	34.4	28.76	28.76	28.76
296_49 km 04+304	MARCAI VALLEGRÒ DELLA PROV. DEL MASSICCIANO																
292_49 km 04+020	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02867	48.851(01)-06CA01190	94	94	1.01	1506.1	2.369	172.2	28.3	0.797	1.1	27.21	22.21	22.21	22.21
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02868	48.851(02)-06CA01191	95	94	1.01	1503.1	2.281	95.3	13.7	0.797	1.2	13.10	13.10	13.10	13.10
	SULLA DI DELLA SPALLA LATO VALLE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02869	57.851(01)-06CA01192	93	93	1.00	1533.4	2.399	307.1	48.2	0.800	1.1	48.2	38.78	38.78	38.78
	3°PIA LATO IN DIREZIONE TRASVERSALE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02870	57.849(02)-06CA01193	72	72	0.99	783.2	2.333	204.4	48.8	0.804	1.1	204.4	43.21	43.21	43.21
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02871	16.851(01)-06CA01213	94	94	1.00	1515.5	2.323	162.7	21.4	0.800	1.1	21.4	20.63	20.63	20.63
	2°PIA LATO IN DIREZIONE TRASVERSALE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02872	16.849(02)-06CA01214	94	94	1.01	1465.9	2.312	137.7	31.8	0.796	1.1	31.8	29.60	29.60	29.60
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02873	17.851(01)-06CA01215	93	94	0.99	1621.3	2.512	492.1	76.9	0.800	1.1	62.67	62.67	62.67	62.67
	SULLA DI DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02874	17.849(02)-06CA01216	94	95	0.99	1657.8	2.488	327.5	44.2	0.800	1.1	44.2	35.77	35.77	35.77
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO MONTE	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02875	18.851(01)-06CA00849	94	93	1.01	1628.1	2.516	300.5	44.2	0.797	1.1	38.76	38.76	38.76	38.76
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02876	23.851(01)-06CA00850	94	94	1.00	1555.1	2.384	323.1	52.3	0.800	1.1	46.04	46.04	46.04	46.04
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02877	23.849(02)-06CA00851	73	72	1.01	691.1	2.325	96.8	24.2	0.796	1.1	21.34	21.34	21.34	21.34
	3°PIA DA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02878	28.851(01)-06CA00852	93	93	1.00	1549.3	2.453	331.8	48.8	0.800	1.1	43.58	43.58	43.58	43.58
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02879	28.849(02)-06CA00853	94	93	1.01	1638.3	2.523	523.2	75.8	0.797	1.1	67.86	67.86	67.86	67.86
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02880	29.851(01)-06CA01194	94	93	1.01	1514.3	2.378	208.3	36.8	0.797	1.1	37.08	37.08	37.08	37.08
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02881	30.851(01)-06CA01195	94	93	1.01	1627.1	2.517	288.7	42.5	0.797	1.1	37.24	37.24	37.24	37.24
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02882	30.849(02)-06CA01196	93	93	1.00	1624.3	2.517	192.4	28.3	0.800	1.1	24.52	24.52	24.52	24.52
	AL CENTRO DELLA SPALLA DI BROSARCA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02883	31.851(01)-06CA00854	93	93	1.00	1441.4	2.282	168.8	8.7	0.800	1.2	8.31	8.31	8.31	8.31
	2°PIA DA SPALLA LATO PASSO FEDRA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02884	43.849(01)-06CA00855	94	93	1.01	1511.3	2.367	131.7	21.4	0.797	1.1	21.4	18.56	18.56	18.56
	AL CENTRO DELLA SPALLA LATO PASSO FEDRA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02885	43.851(02)-06CA00856	94	93	1.01	1580.2	2.442	419	61.7	0.797	1.1	54.05	54.05	54.05	54.05
	3°PIA DA SPALLA LATO PASSO FEDRA	COMPRESIONE LABORATORIO	06CA02886	43.849(03)-06CA00857	93	94	0.99	1511.8	2.373	304.6	43.9	0.800	1.1	38.79	38.79	38.79	38.79
	2°PIA DA SPALLA LATO PASSO FEDRA																

5.1 Introduzione

In questo capitolo vengono presentati i risultati di uno studio statistico sulle proprietà del materiale. In particolare si vanno ad utilizzare i parametri usuali della statistica descrittiva che permettono di delineare le proprietà dei campioni di dati considerati. Lo studio si differenzia per tipo di materiale, quindi ritroviamo nella prima parte il calcestruzzo con l'analisi della resistenza media a compressione valutata attraverso prove in sito e in laboratorio; in seguito nella seconda parte ritroviamo l'acciaio con l'analisi della resistenza media a snervamento, a rottura e l'allungamento valutati con prove di laboratorio. Per ogni campione analizzato ritroviamo una tabella di sintesi di tutti gli indici utilizzati e gli istogrammi di frequenza relativa e cumulata.

Negli istogrammi ritroviamo anche le distribuzioni teoriche ipotizzate per riproporre il campione analizzato. Per motivare e validare la scelta della distribuzione teorica è stato utilizzato il test di adattamento del chi-quadro che ci permette di poter analizzare e fare un confronto tra la distribuzione osservata, su un campione, e la distribuzione teorica ipotizzata, che descrive la popolazione da cui deriva il campione. Considerato un campione di n osservazioni, i valori si raggruppano in k classi. Per ciascuna classe si ricava la frequenza osservata O_i e la frequenza attesa A_i . Per frequenza attesa si intende la frequenza che si osserverebbe se i dati di distribuiscano secondo la distribuzione ipotizzata, nel nostro caso consideriamo una distribuzione Normale e una distribuzione LnNormale. In particolare la distribuzione LnNormale è la distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria il cui logaritmo segue una distribuzione Normale; si sono scelte queste due distribuzioni in modo da poter mettere a confronto la distribuzione del campione sia con una distribuzione simmetrica, la Normale, sia con una distribuzione asimmetrica, come la LnNormale. Per valutare quantitativamente la bontà dell'adattamento delle frequenze osservate alle frequenze attese si utilizza la statistica test:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - A_i)^2}{A_i}$$

che viene detta il χ^2 calcolato dal campione. Si dimostra che per n sufficientemente grande, la statistica ha approssimativamente la distribuzione chi-quadro, con grado di libertà:

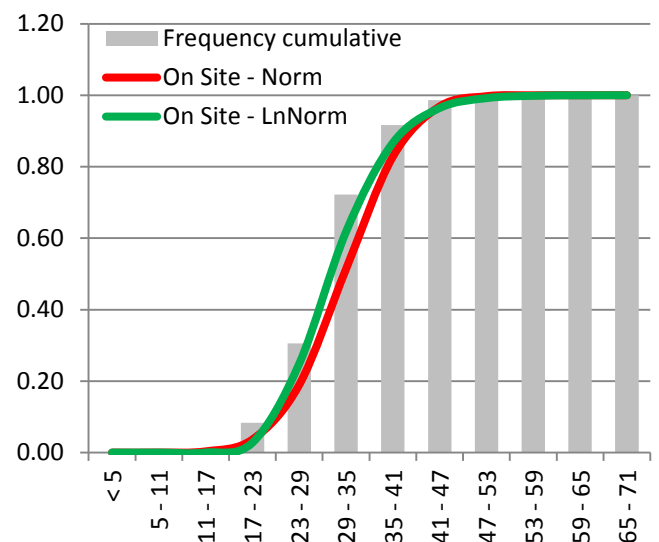
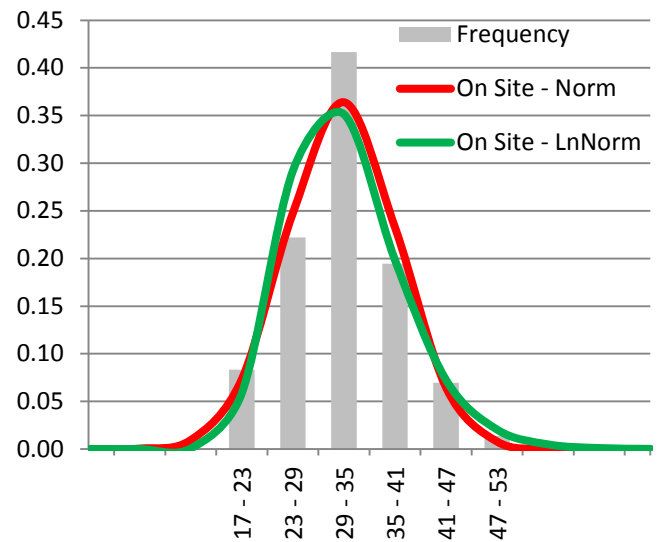
$$v = k - 1 - m$$

dove m è il numero dei parametri della distribuzione teorica stimati servendosi dei dati del campione; nel nostro caso m è sempre pari a 2 perché si stima sia il valor medio che la deviazione standard.

Se l'ipotesi nulla H_0 è che i dati si adattino alla distribuzione teorica ipotizzata, la regola di decisione sarà che si rifiuti l'ipotesi nulla se il valore della statistica χ^2 calcolato dai dati è maggiore del valore critico χ_{α}^2 ; α è il livello di significatività stabilito che nel nostro caso è pari a 0,05. Questa procedura è valida purché le frequenze assolute attese siano tutte maggiori o uguali a 5. Questa condizione garantisce che la distribuzione della statistica χ^2 sia ben approssimata dalla distribuzione chi-quadro; quando dopo aver calcolato le frequenze attese, si osserva che qualcuna di queste è inferiore a 5, bisogna accorpare opportunamente due o più classi contigue in modo che la condizione sia verificata. Una volta accorpate, il numero delle classi da considerare per il calcolo del grado di libertà della distribuzione chi-quadro è quello ridotto e non quello originale. Di seguito sono riportati l'analisi eseguita con i relativi commenti.

Di seguito si riporta l'analisi statistica riferita ai valori di resistenza del calcestruzzo che derivano dalle prove in sito. In particolare si considerano tutti i singoli valori disponibili.

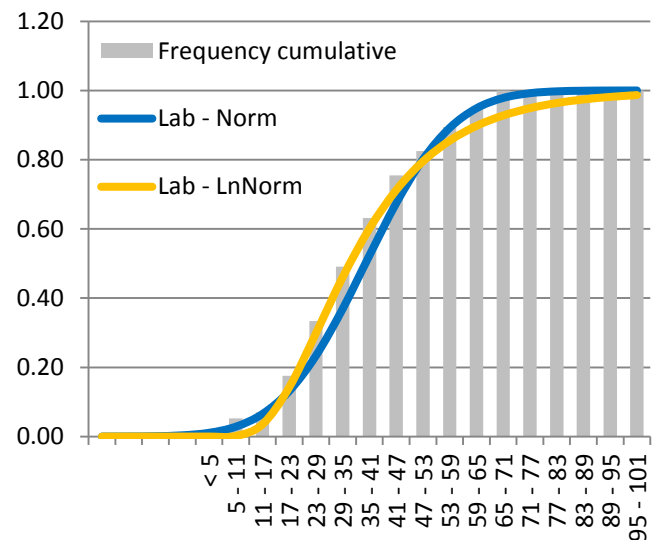
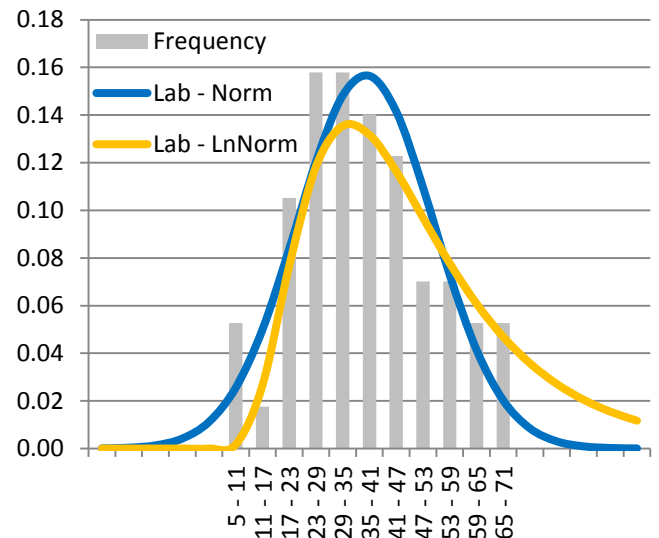
Rcm		
On site		
N° Prove		72
Mean	[MPa]	31,77
Median	[MPa]	31,65
Min	[MPa]	17,51
Max	[MPa]	49,90
Dev. St.	[MPa]	6,57
C.V.	[%]	20,69
Curtosi	-	0,55
Skewness	-	0,34
LnNormal	μ	[MPa] 3,40
	σ	- 0,21
Test X^2	n°	4,00
	d.o.f.	3,00
	fiducia	0,05
	χ Critico	3,84
	χ LnNormal	1,49
Normal	μ	[MPa] 31,77
	σ	- 6,57
Test X^2	n°	5,00
	d.o.f.	3,00
	fiducia	0,05
	χ Critico	5,99
	χ Normal	1,30



Il campione presenta un coefficiente di variazione, dispersione definita come rapporto tra la deviazione standard e la media osservata, pari al 20 %. L'indice di curtosi è positivo indicando quindi che la curva è leptocurtica, cioè più "appuntita" di una distribuzione normale. L'indice di asimmetria skewness è positivo, ciò comporta una distribuzione obliqua a sinistra, o negativa, confermato anche dal fatto che la media è superiore della mediana. Il valore del chi-quadrato è minore del valore critico in entrambi i casi, sia per quanto riguarda la distribuzione Normale che per la distribuzione LnNormale. In base dai dati esposti, non si può rifiutare l'ipotesi nulla di adattamento concludendo che al livello di significatività del 5 % c'è un buon adattamento dei dati alle due distribuzioni. In particolare però, possiamo dire che lo stimatore c relativo alla distribuzione Normale è leggermente inferiore.

Di seguito si riporta l'analisi statistica riferita ai valori di resistenza del calcestruzzo che derivano dalle prove in laboratorio, valori riportati per esteso nell'allegato B. In particolare non si considerano i valori già mediati per il singolo ponte ma tutti i valori in possesso, riferiti alla pila e alla spalla.

			Rcm
			Lab
N° Prove			57
Mean	[MPa]		37,10
Median	[MPa]		35,20
Min	[MPa]		8,31
Max	[MPa]		67,36
Dev. St.	[MPa]		15,28
C.V.	[%]		41,18
Curtosi	-		-0,64
Skewness	-		0,23
LnNormal	μ	[MPa]	3,31
	σ	-	0,48
Test X^2	n°		7,00
	d.o.f.		3,00
	fiducia		0,05
	χ Critico		9,49
	χ LnNormal		0,68
Normal	μ	[MPa]	33,60
	σ	-	15,28
Test X^2	n°		7,00
	d.o.f.		3,00
	fiducia		0,05
	χ Critico		9,49
	χ Normal		3,03



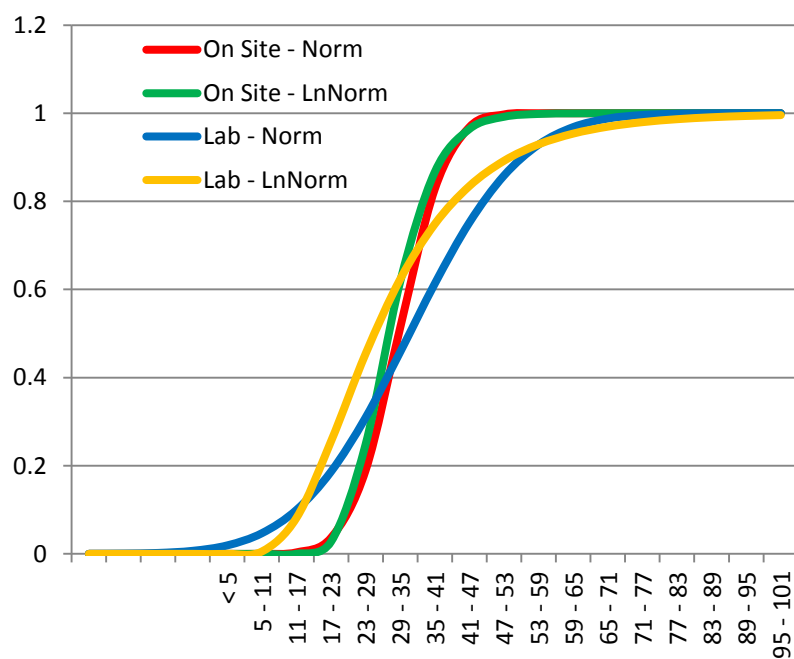
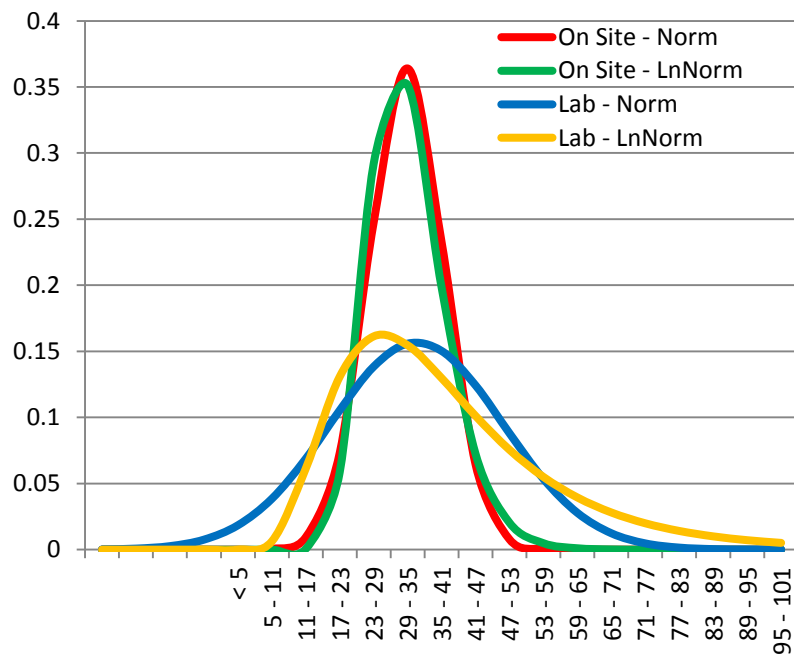
L'indice di curtosi è negativo indicando che la curva è platicurtica, cioè più "piatta" di una distribuzione normale. L'indice di asimmetria skewness è positivo, ciò comporta una distribuzione obliqua a sinistra, o negativa, confermato anca dal fatto che la media è superiore della mediana.

Il campione presenta un coefficiente di variazione, indice di dispersione definito come rapporto tra la deviazione standard e la media osservata, pari al 40 % molto superiore rispetto al caso descritto precedentemente riferito alle prove in sito.

Rispetto a quest'ultimo aspetto descritto le FEMA 356, per considerare la forte eterogeneità del materiale in opera, introducono invece una considerazione legata all'aspetto statistico del parametro considerato; in particolare fanno riferimento al coefficiente di variazione "CV" che tiene conto della dispersione dei dati.

L'impiego del valor medio è consentito fin quando il valore del "CV" risulta inferiore al 14%. In caso contrario possono essere adottate le seguenti due alternative: aumentare il numero di prove fino a quando il valore del "CV" non raggiunge il 14% altrimenti consiglia di impiegare il valore medio f_c diminuito, o aumentato, al massimo della deviazione standard. In particolare nel caso considerato si è introdotta una riduzione del valore di riferimento delle distribuzioni teorica, sia per la distribuzione Normale sia per la distribuzione LnNormale. Il valore del chi-quadro è minore del valore critico in entrambi i casi, sia per quanto riguarda la distribuzione Normale che per la distribuzione LnNormale. In base ai dati appena esposti, non si può rifiutare l'ipotesi nulla di adattamento e si deve concludere che al livello di significatività del 5 % c'è un buon adattamento dei dati alle due distribuzioni. In particolare però, possiamo dire che lo stimatore c relativo alla distribuzione LnNormale è inferiore.

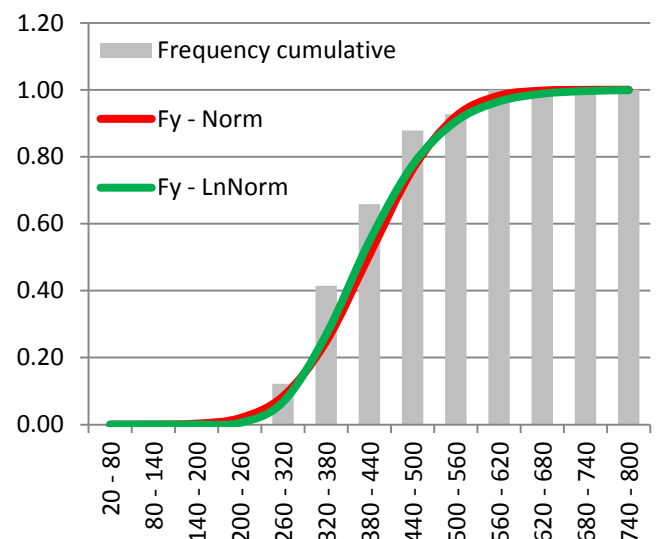
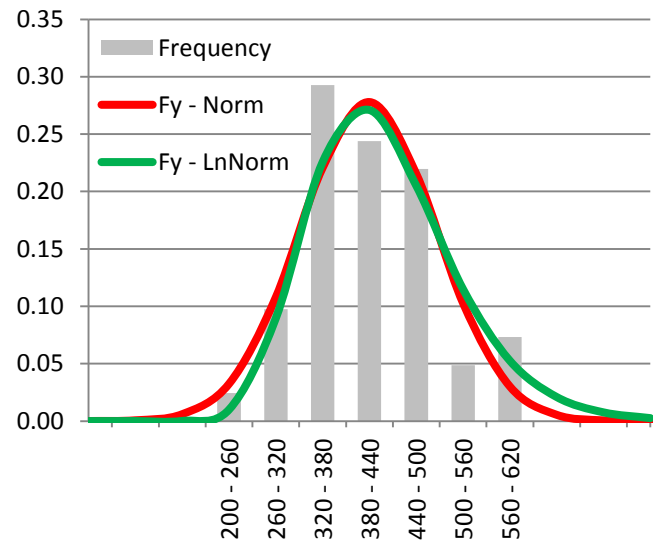
Riporto ora il confronto tra le diverse distribuzioni che approssimano i campioni analizzati.



Si può notare come ora, adottando la correzione del valor medio introdotto dalla Fema 356, le distribuzioni che approssimano i valori in sito e i valori in laboratorio hanno valori simili per quanto riguarda i valori medi di riferimento per le distribuzioni teoriche; l'unica che si discosta maggiormente è la distribuzione LnNormale per i valori di laboratorio. Si nota anche le distribuzioni riferite ai valori in sito raggiungono valori di densità relativa più elevati, questo comporta una minor dispersione dei dati nelle code della distribuzione.

Di seguito si riporta l'analisi statistica riferita ai valori di resistenza allo snervamento delle barre d'acciaio, contenuti nelle pile e nelle spalle, che derivano dalle prove in laboratorio. In particolare si considerano tutti i valori in possesso, riportati nel prospetto di inizio capitolo.

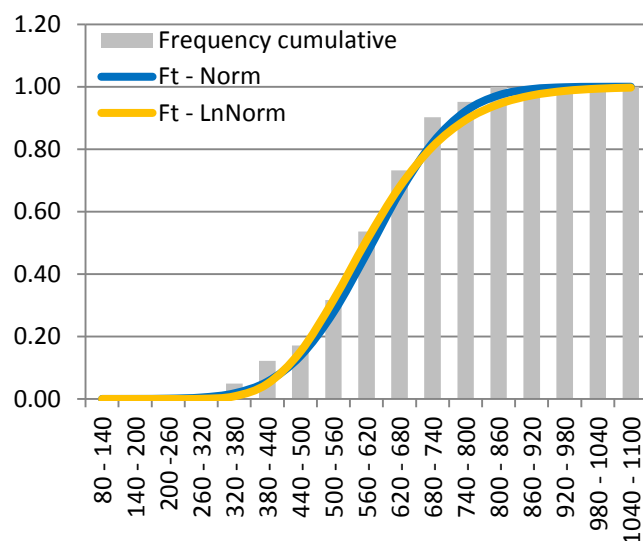
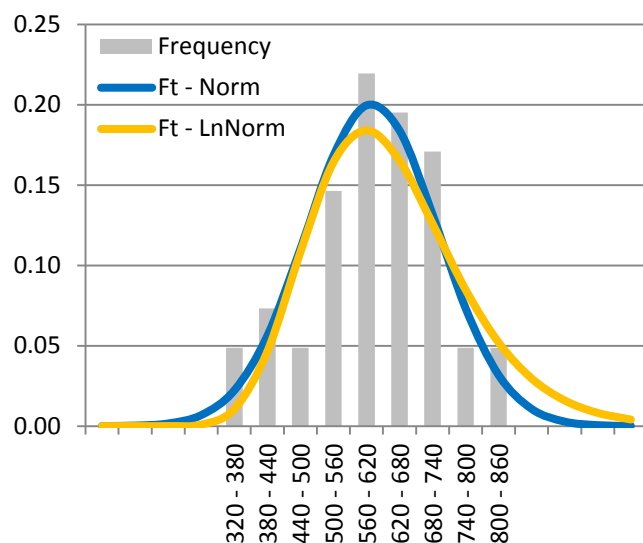
			Fy
N° Prove			41
Mean	[MPa]		408,46
Median	[MPa]		407,00
Min	[MPa]		244,00
Max	[MPa]		595,00
Dev. St.	[MPa]		86,11
C.V.	[%]		21,08
Curtosi	-		-0,18
Skewness	-		0,29
LnNormal	μ	[MPa]	5,99
	σ	-	0,21
n°			4,00
d.o.f.			3,00
Test X ²	Fiducia		0,05
	χ Critico		3,84
	χ LnNormal		2,36
Normal	μ	[MPa]	408,46
	σ	-	86,11
n°			5,00
d.o.f.			3,00
Test X ²	Fiducia		0,05
	χ Critico		5,99
	χ Normal		1,40



Il campione presenta un coefficiente di variazione, dispersione definita come rapporto tra la deviazione standard e la media osservata, pari al 21 %. L'indice di curtosi è negativo indicando che la curva è platicurtica, cioè più "piatta" di una distribuzione normale. L'indice di asimmetria skewness è positivo, ciò comporta una distribuzione obliqua a sinistra, o negativa, confermato anche dal fatto che la media è superiore della mediana. Il valore del chi-quadro è minore del valore critico in entrambi i casi, sia per quanto riguarda la distribuzione Normale che per la distribuzione LnNormale; quindi non si può rifiutare l'ipotesi nulla di adattamento e si deve concludere che al livello di significatività del 5 % c'è un buon adattamento dei dati alle due distribuzioni. In particolare però, possiamo dire che lo stimatore c relativo alla distribuzione Normale è inferiore.

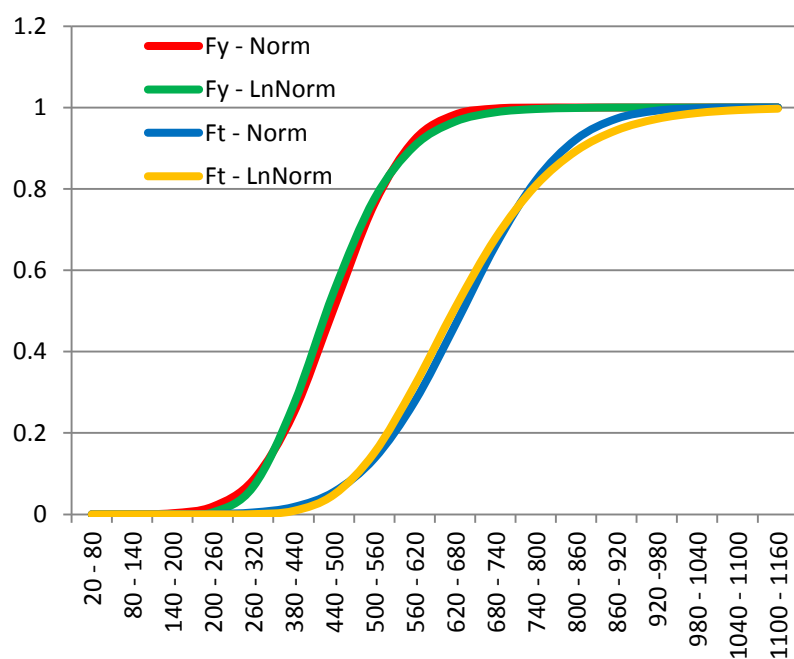
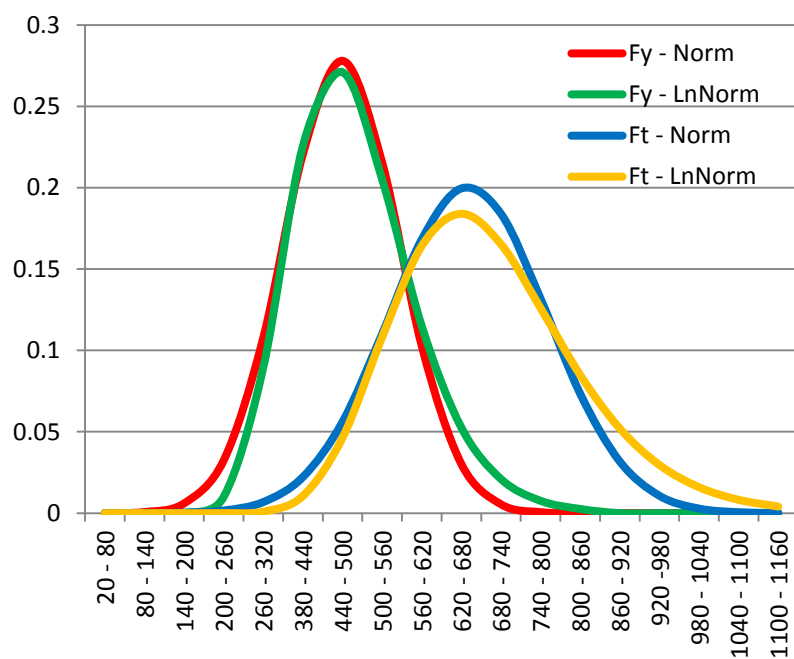
Di seguito si riporta l'analisi statistica riferita ai valori di resistenza a rottura delle barre d'acciaio, contenuti nelle pile e nelle spalle, che derivano dalle prove in laboratorio. In particolare si considerano tutti i valori in possesso, valori riportati per esteso nel prospetto di inizio capitolo.

		Ft
N° Prove		41
Mean	[MPa]	600,59
Median	[MPa]	603,00
Min	[MPa]	340,00
Max	[MPa]	835,00
Dev. St.	[MPa]	119,48
C.V.	[%]	19,89
Curtosi	-	-0,08
Skewness	-	-0,39
LnNormal	?	[MPa]
	?	-
	n°	6,00
	d.o.f.	3,00
Test ?2	Fiducia	0,05
	??Critico	7,81
	? LnNormal	0,37
Normal	?	[MPa]
	?	-
	n°	5,00
	d.o.f.	3,00
Test ?2	Fiducia	0,05
	??Critico	5,99
	? Normal	0,42



Il campione presenta un coefficiente di variazione, rapporto tra la deviazione standard e la media osservata, pari al 19 %. L'indice di curtosi è negativo indicando che la curva è platicurtica, cioè più "piatta" di una distribuzione normale. L'indice di asimmetria skewness è negativo, ciò comporta una distribuzione obliqua a sinistra, o negativa, confermato anche dal fatto che la media è inferiore della mediana. Il valore del chi-quadro è minore del valore critico in entrambi i casi, sia per quanto riguarda la distribuzione Normale che per la distribuzione LnNormale; quindi non si può rifiutare l'ipotesi nulla di adattamento e si deve concludere che al livello di significatività del 5 % c'è un buon adattamento dei dati alle due distribuzioni. In particolare però, possiamo dire che lo stimatore c relativo alla distribuzione LnNormale è leggermente inferiore.

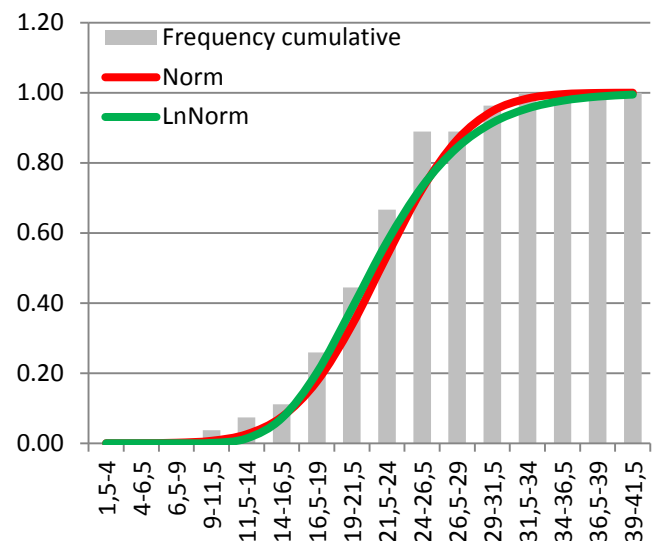
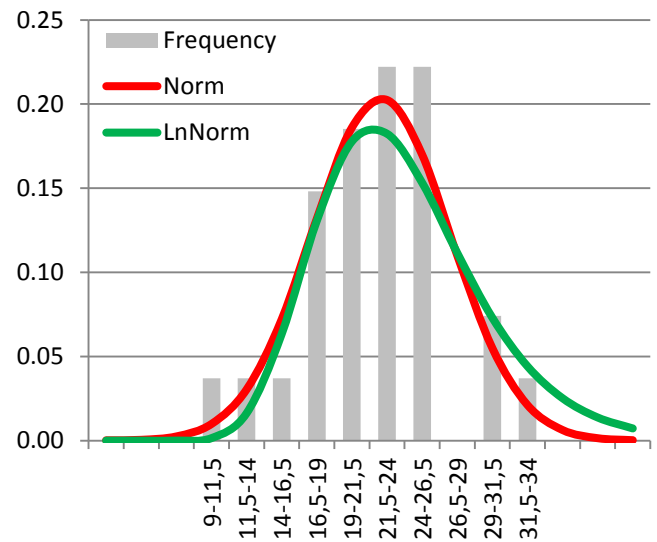
Riporto ora il confronto tra le diverse distribuzioni che approssimano i campioni analizzati.



Si nota che le distribuzioni riferite ai valori di snervamento raggiungono valori di densità relativa leggermente più elevati, questo comporta una minor dispersione dei dati nelle code della distribuzione rispetto alle distribuzioni legati ai valori di rottura.

Di seguito si riporta l'analisi statistica riferita ai valori di allungamento a rottura A_5 delle barre d'acciaio, contenuti nelle pile e nelle spalle, che derivano dalle prove in laboratorio.

		A_5 (5 ϕ)	
N° Prove		27	
Mean	[MPa]	22,31	
Median	[MPa]	23,00	
Min	[MPa]	10,50	
Max	[MPa]	32,00	
Dev. St.	[MPa]	4,91	
C.V.	[%]	21,99	
Curtosi	-	0,56	
Skewness	-	-0,17	
LnNormal	μ	[MPa]	3,08
	σ	-	0,24
Test X^2	n°	4,00	
	d.o.f.	3,00	
	Fiducia	0,05	
	χ Critico	3,84	
Normal	μ	[MPa]	22,31
	σ	-	4,91
Test X^2	n°	4,00	
	d.o.f.	3,00	
	Fiducia	0,05	
	χ Critico	3,84	
	χ Normal	0,14	



Il campione presenta un coefficiente di variazione, indice di dispersione definito come rapporto tra la deviazione standard e la media osservata, pari al 22 %. L'indice di curtosi è positivo indicando che la curva è leptocurtica, cioè più "appuntita" di una distribuzione normale. L'indice di asimmetria skewness è negativo, ciò comporta una distribuzione obliqua a sinistra, o negativa, confermato anche dal fatto che la media è inferiore della mediana. Il valore del chi-quadro è minore del valore critico in entrambi i casi, sia per quanto riguarda la distribuzione Normale che per la distribuzione LnNormale. In base ai dati appena esposti, non si può rifiutare l'ipotesi nulla di adattamento e si deve concludere che al livello di significatività del 5 % c'è un buon adattamento dei dati alle due distribuzioni. In particolare però, possiamo dire che lo stimatore c relativo alla distribuzione Normale è inferiore.

5.2 Aggiornamento di Bayes

L'inferenza statistica è il procedimento che permette di ricavare le caratteristiche di una popolazione dall'osservazione di una parte di essa, detta campione, selezionata solitamente mediante un esperimento casuale (aleatorio). L'inferenza bayesiana è un approccio all'inferenza statistica in cui le probabilità sono interpretate come livelli di fiducia nel verificarsi di un dato evento. Il fondamento di questo approccio è dato dal teorema di Bayes la cui applicazione permette di tenere conto di opinioni e conoscenze eventualmente esistenti a priori sul fenomeno oggetto di studio. Esso connette distribuzione a priori, verosimiglianza e distribuzione a posteriori in un'unica formula e fornisce un metodo per modificare il livello di fiducia in una data ipotesi alla luce di una nuova informazione. Prima di introdurre il teorema si spiega il significato dei seguenti concetti che ci seguiranno nell'applicazione:

- **probabilità a priori:** è il modo di rappresentare l'informazione a priori riguardo ai valori dei parametri prima di osservare i dati. È indipendente dall'esperienza attuale e può derivare dalle esperienze passate.
- **verosimiglianza:** è lo strumento che collega i dati e i parametri e introduce i dati alle analisi.
- **probabilità a posteriori:** è il risultato della combinazione dei dati e dell'informazione a priori e può essere letta come la probabilità che il parametro sconosciuto assuma un certo valore alla luce dei dati e dell'informazione a priori. In termini probabilistici è la probabilità condizionata che il parametro sconosciuto assuma un certo valore date le informazioni a priori.

La densità di probabilità a posteriori è proporzionale al prodotto della verosimiglianza per la densità di probabilità a priori. Se Θ è un numero aleatorio e se X_1, X_2 sono numeri aleatori stocasticamente indipendenti subordinatamente alla conoscenza di $(\Theta = \theta)$ si ha che:

$$\pi(\theta|x_1, \dots, x_n) = k \cdot \pi_0(\theta) \cdot p(x_1, \dots, x_n|\theta)$$

Dove

- k è la costante di normalizzazione
- $\pi_0(\theta)$ è la densità di probabilità a priori di Θ
- $p(x_1, \dots, x_n|\theta)$ è la verosimiglianza ed è equivalente alla densità di probabilità subordinata di variabili casuali che formano il campione e ha la forma

$$p(x_1, \dots, x_n | \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i | \theta)$$

Pertanto, dato un campione aleatorio cioè un insieme di individui scelti a caso della popolazione, è possibile ottenere valutazioni sulla distribuzione delle grandezze nella popolazione a partire dal risultato di un campionamento. Se si dà a Θ una densità di probabilità a priori $\pi_0(\theta)$ e se si vuole vedere come cambia la distribuzione di Θ dopo aver effettuato n esperimenti, la densità a posteriori di Θ è data dalla formula di Bayes.

Le proprietà a priori dei materiali possono essere ricavate dalla documentazione di progetto e di collaudo quando non c'è alcuna incertezza sulla loro validità. In questo caso i valori a priori possono essere utilizzati direttamente nel calcolo, solo però se esiste una documentazione di progetto contenente le prescrizioni sui materiali utilizzati e se sono documentati adeguati controlli in fase di esecuzione. In caso di incertezza, le proprietà a priori dei materiali devono essere stimate sulla base delle informazioni effettivamente disponibili sulle caratteristiche dei materiali all'epoca di costruzione. In questa ipotesi i valori delle proprietà dei materiali da utilizzare nella valutazione devono essere la stima delle effettive proprietà dei materiali della struttura esistente. In particolare è stato deciso di utilizzare i riferimenti di normativa di seguito riportati.

Normativa	R.D.L. n° 2229/1939 - LL.PP. N° 1472/1957			D.M. 30/05/1974 - D.M. 09/01/1996				D.M. 14/01/2008		
Tipologia	Liscio			A.m.	Liscio		A.m.		A.m.	
Denominazione	Dolce - Aq42	Semiduro - Aq50	Duro - Aq60		FeB22	FeB32	FeB38	FeB44	B450A	B450C
Tensione di Snervamento	≥ 225	≥ 260	≥ 300	-	≥ 215*	≥ 315*	≥ 375*	≥ 430*	≥ 450*	≥ 450*
Tensione di Rottura	410 - 490	490 - 585	585 - 685	-	≥ 335*	≥ 490*	≥ 450*	≥ 540*	≥ 540*	≥ 540*
Allungamento A_5	-	-	-	-	≥ 24*	≥ 23*	≥ 14*	≥ 12*	-	-
Allungamento A_{10}	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	-	-	-	-	-	-
Allungamento A_{gt}	-	-	-	-	-	-	-	-	≥ 2,5*	≥ 7,5*

* Valori caratteristici riferiti ad un frattile (del 5 % per la resistenza e del 10 % per l'allungamento)

Per la tensione si faceva riferimento al Kg / mm² i valori sono convertiti in N/mm² -----> 1 Kg = 9,80665 N

Possono essere assunte distribuzioni f_R della resistenza R a priori di tipo normale:

$$f_R(R) = N(R_{m0}, \sigma_{R0}) = \frac{1}{\sigma_{R0} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x - R_{m0}}{R\sigma_{m0}}\right)^2\right)$$

Dove

- N rappresenta la distribuzione normale di probabilità;
- R_{m0} è il valore medio della variabile R a priori;
- σ_{m0} è deviazione standard della variabile R a priori;

In questo caso la relazione tra valore medio R_{m0} e valore caratteristico R_{k0} può essere assunta come:

$$R_{k0} = R_{m0} - 1.64 \cdot \sigma_{R0}$$

Si possono aggiornare statisticamente i valori caratteristici di resistenza a priori sulla base degli esiti x_1, x_2, \dots, x_n di n prove dirette utilizzando uno dei tre metodi riportati nel seguito.

Metodo a

Il presente metodo è applicabile nell'ipotesi di una distribuzione statistica della resistenza a priori e a posteriori di tipo normale. La procedura presenta il vantaggio che un errore significativo nelle assunzioni a priori anche nel caso di un numero n di campioni non troppo elevato, viene facilmente corretto. La resistenza media e la deviazione standard a posteriori del materiale possono essere calcolate con le seguenti espressioni:

$$R_m = \frac{(n \cdot x_m \cdot \sigma_2^2 + R_{m0} \cdot \sigma_1^2)}{(n \cdot \sigma_2^2 + \sigma_1^2)}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\sigma_2^2 + \sigma_1^2}$$

Dove

- σ_1 è la deviazione standard della distribuzione delle resistenze R condizionata alla conoscenza del valore medio R_{m1} delle resistenze all'interno della struttura considerata;
- σ_2 è la deviazione standard della distribuzione delle resistenze medie R_{m1} attese a priori;
- x_m è il valore medio degli n campioni di materiale provati;
- σ_4 è definito come $\sigma_4 = \sqrt{\frac{(\sigma_2^2 \cdot \sigma_1^2)}{(\sigma_2^2 + \sigma_1^2)}}$

In generale deve valere la relazione $\sigma_{R0}^2 = \sigma_2^2 + \sigma_1^2$

In assenza di valutazioni più precise, e comunque sotto la responsabilità del verificatore, si può assumere

$$\sigma_1^2 = 0.5 \cdot \sigma_{R0}^2$$

Metodo b

La procedura è mutuata dalla normativa canadese ed è applicabile anche quando sono disponibili dati ottenuti da un numero limitato di campioni. Prima dell'effettuazione della procedura si deve definire a quali classi di resistenza A, B, C, ...; (ad esempio per un acciaio potrebbero essere: FeB22k, FeB32k, FeB38k, FeB44k) ci si aspetti che appartenga il materiale della struttura. La definizione deve basarsi sulle conoscenze del verificatore e sui riscontri ottenuti dalla documentazione disponibile. Si attribuisce una probabilità a priori di appartenenza ad ogni possibile classe di resistenza del materiale $P_0(A)$, $P_0(B)$, $P_0(C)$, ...

Per esempio ipotizzando una probabilità del 20% di appartenenza alla classe FeB22k, del 30% alla classe FeB32k e del 50% alla classe FeB38k si ottiene:

$$P(\text{FeB22k}) = 0.2$$

$$P(\text{FeB32k}) = 0.3$$

$$P(\text{FeB38k}) = 0.5$$

per cui la somma delle probabilità risulti pari ad 1.0. Noti i valori di resistenza definiti attraverso un certo numero di prove n , deve essere valutata la verosimiglianza che il valore di ogni singola prova appartenga ad una classe di materiale definita attraverso la sua distribuzione statistica. La verosimiglianza $L(A)$ che il campione appartenga alla classe A può essere calcolata come:

$$L(A) = f_{A1} f_{A2} \dots \dots f_{An}$$

Dove

f_{Ai} è la frequenza di accadimento del valore x_i condizionato alla classe di resistenza A. La frequenza di accadimento f_{Ai} si ottiene applicando la seguente espressione:

$$f_{Ai} = f_A(x_i)$$

dove

$f_A(x)$ è la distribuzione delle resistenze attese a priori relative alla classe A. La verosimiglianza è calcolata in maniera analoga per tutte le classi considerate.

Nell'ipotesi di distribuzioni normale, $f_A(x)$ può essere espressa come:

$$f_A(x) = N(R_{Am}, \sigma_{RA}) = \frac{1}{\sigma_{RA} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x - R_{Am}}{\sigma_{RA}}\right)^2\right)$$

La probabilità, aggiornata a posteriori, che il materiale appartenga alla classe A di resistenza, è calcolata con la seguente formula:

$$P(A) = \frac{P_0(A) \cdot L(A)}{\sum_{j=1}^m P_0(j) \cdot L(j)}$$

Dove

- J=A, B, C.....
- m è il numero di classi di resistenza considerate.

Con espressioni del tutto analoghe è possibile calcolare le probabilità a posteriori di appartenenza a ciascuna delle classi considerate.

Metodo c

Il presente metodo è utilizzabile nell'ipotesi di una distribuzione statistica a priori e a posteriori di tipo normale, quando è disponibile un numero sufficientemente alto n di prove dirette per definirne la distribuzione statistica. In questo caso, i parametri che descrivono la distribuzione a posteriori possono essere calcolati con le seguenti espressioni:

$$R_m = \frac{(x_m \cdot \sigma_{R0}^2 + R_{m0} \cdot \sigma_x^2)}{(\sigma_x^2 + \sigma_{R0}^2)}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{\sigma_x^2 \cdot \sigma_{R0}^2}{\sigma_x^2 + \sigma_{R0}^2}}$$

Dove

R_{m0} è la media della resistenza a priori

R_m è la media della resistenza a posteriori

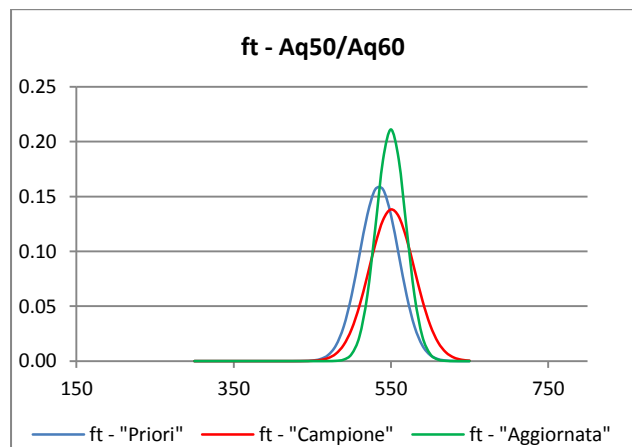
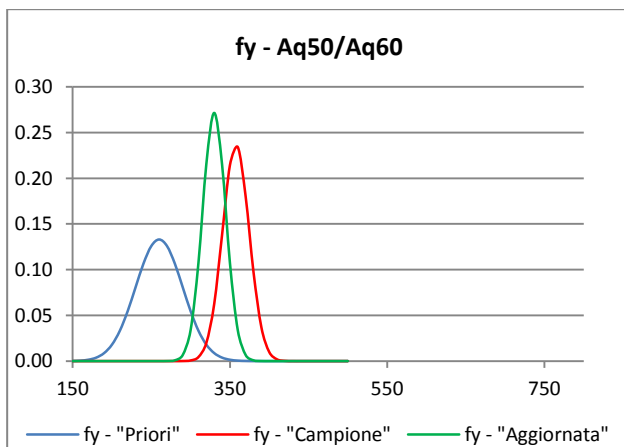
x_m è la media campionaria degli n risultati x_i delle prove

σ_R è lo scarto quadratico a posteriori

σ_x è lo scarto quadratico medio campionario

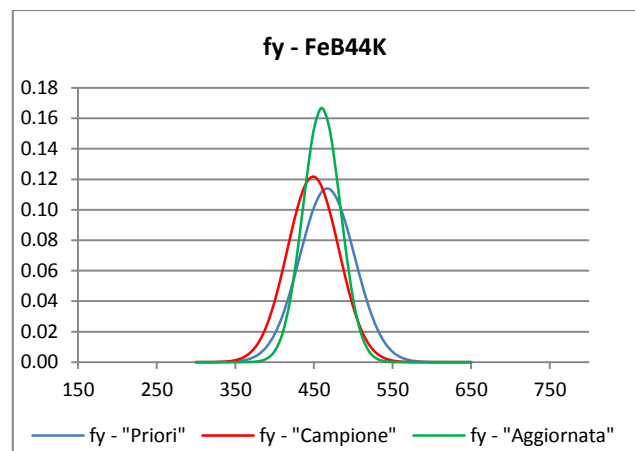
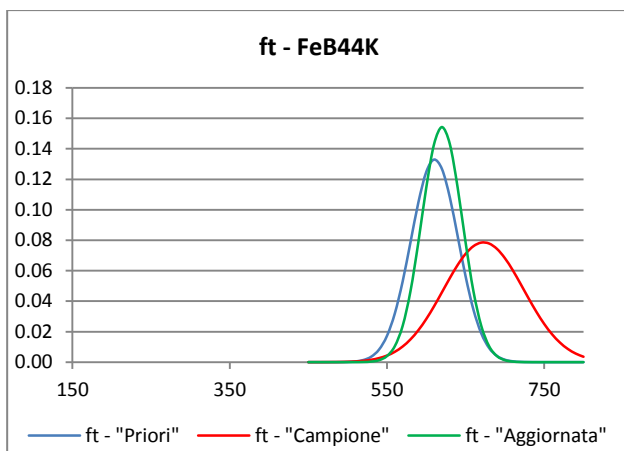
Per la nostra applicazione abbiamo deciso di aggiornare i valori di resistenza delle tipologie di acciaio riscontrate nel Database utilizzando come valori a priori i valori di normativa. Di seguito si riportano una tabella sintetica con la definizione dei valori a priori, dei valori di campione e dei valori aggiornati per ogni parametro indagato.

Tipologia: Barra Liscia Denominazione: AQ50							
	Valori di campione		Valori a "Priori"		Valori a "Posteriori"		x_m/R_m [%]
	x_m	σ_{mx}	R_{m0}	σ_{m0}	R_m	σ_m	
Tensione di Snervamento [N/mm ²]	357.54	16.86	260.00	30.00	330.00	14.70	108.34
Tensione di Rottura [N/mm ²]	551.00	28.85	535.00	25.00	550.00	18.89	100.18



Per quanto riguarda l'assunzione del valore di deviazione standard dell'acciaio Aq50, sia per quanto riguarda l'acciaio FeB44k, sono valori assunti in base ad articoli che trattano i risultati di Laboratorio con alta numerosità di campione. In particolare si fa riferimento ad "Analisi statistica delle caratteristiche sismiche degli acciai da cemento armato" di Edoardo Cosenza, Carmine Galasso e Giuseppe Maddaloni ed a "Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni 60" di Verderame, Stella e Cosenza.

Tipologia: Aderenza Migliorata							
Denominazione: FeB44K							
	Valori di campione		Valori a "Priori"		Valori a "Posteriori"		x_m/R_m [%]
	x_m	σ_{mx}	R_{m0}	σ_{m0}	R_m	σ_m	
Tensione di Snervamento [N/mm ²]	449.00	32.76	466.93	35.00	460.00	23.92	97.61
Tensione di Rottura [N/mm ²]	672.94	51.02	610.72	30.00	620.00	25.86	108.54



5.3 Materiali di riferimento

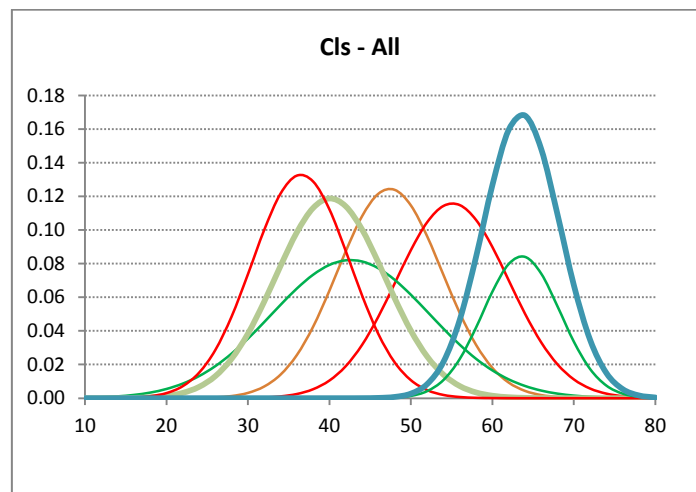
Per quanto riguarda le caratteristiche dell'acciaio il riferimento sono i valori aggiornati riportati nel paragrafo precedente. Nelle analisi di vulnerabilità dei capitoli successivi abbiamo l'esigenza di definire dei materiali *modello* in quanto si deve introdurre l'aspetto probabilistico sulle proprietà del materiale. Per ogni materiali bisogna definire un valor medio e una deviazione standard in modo da poter costruire una campana di distribuzione. Per l'acciaio i valori utilizzati sono i valori aggiornati per l'acciaio con cui è stato dichiarato il ponte dalle prove in laboratorio. Se le caratteristiche non sono opportunamente comprovate dalle informazioni acquisite si è deciso di utilizzare come variabile di riferimento l'anno di costruzione. Per le opere costruite prima del 1975 si considera sia stato utilizzato l'acciaio Aq50 mentre nei restanti casi si considera utilizzato l'acciaio FeB44k.

Per quanto riguarda le caratteristiche del calcestruzzo abbiamo utilizzato un approccio differente in quanto sono disponibili più valori di riferimenti derivanti dalle prove, sia in sito che in laboratorio. Nel caso di resistenza dichiarata e comprovata prendiamo come valor medio il valore dichiarato e

come deviazione il valore di 9 MPa. Questo valore in particolare è un valore opportunamente calibrato dall'analisi di 7 set differenti di dati legati ai ponti master scelti. Di seguito riporto i valori di riferimento delle serie considerate con i rispettivi andamenti.

On Site - Cittadella - Borgo Vicenza - 1° Serie		On Site - Cittadella - Borgo Vicenza - 2° Serie		On Site - Peschiera - Mincio - 1° Serie		On Site - Peschiera - Mincio - 2° Serie	
media	47.40	media	55.10	media	42.61	media	40.10
dev	6.41	dev	6.89	dev	9.72	dev	6.72

Lab - Peschiera - Mincio		Lab - Cittadella - Borgo Vicenza		Lab - Ivach	
media	36.52	media	33.30	media	63.58
dev	6.01	dev	16.00	dev	4.73



Nel caso in cui le caratteristiche del calcestruzzo non fossero opportunamente comprovate allora si fa riferimento ai valori ricavati dall'analisi statistica riportata precedentemente; in particolare una resistenza media f_c pari a 37.10 MPa e una deviazione di 15.28 MPa.

6. ASSESSMENT DI PONTI ESISTENTI

7. DISPLACEMENT-BASED ASSESSMENT

PER LA VALUTAZIONE SISMICA DEI PONTI

7.1 Introduzione

Devono essere discussi alcuni aspetti preliminari all'analisi di valutazione sismica agli spostamenti per ponti in calcestruzzo armato.

In primo luogo la selezione di un appropriato stato limite che la struttura deve essere in grado di raggiungere. Lo stato limite di servizio è raramente considerato, e anche se lo stato limite di controllo del danno è il più comune per il progetto di strutture nuove, è quello di prevenzione del collasso a essere più frequentemente utilizzato per le strutture esistenti.

Il secondo problema è il criterio di accettazione, cioè quello che definisce una risposta soddisfacente per un adeguamento. Nei nuovi progetti, persiste, in genere, una mentalità *pass-fail*: se la resistenza è più bassa del 5% del livello richiesto dal calcolo, o il drift di adeguamento eccede quello di calcolo del 5%, il progetto è considerato non soddisfacente. In passato la stessa mentalità è stata applicata all'adeguamento delle strutture esistenti, anche se i criteri di accettazione sono spesso ricondotti da quelli per strutture nuove per ragioni che sono in molti casi di indubbia validità. Una ragione tipica portata a supporto di una riduzione sui criteri di accettazione è che una particolare struttura può essere stata costruita 50 anni fa, e la sua vita utile essere di 100 anni. Quindi la probabilità di collasso della struttura, nella sua rimanente vita utile, è più bassa rispetto a una struttura nuova di identiche caratteristiche. Questo ignora il fatto che il pericolo (*hazard*), il quale è la misura della sismicità locale, è lo stesso per tutte le strutture, indipendentemente dalla loro capacità, mentre la vulnerabilità (*vulnerability*), la quale è una misura della capacità della struttura, è chiaramente peggiore per le strutture più vecchie. Il rischio, che è la convoluzione di pericolo sismico e vulnerabilità, e che può essere espresso come la probabilità di rottura in un dato anno, è decisamente più elevato per le strutture vecchie.

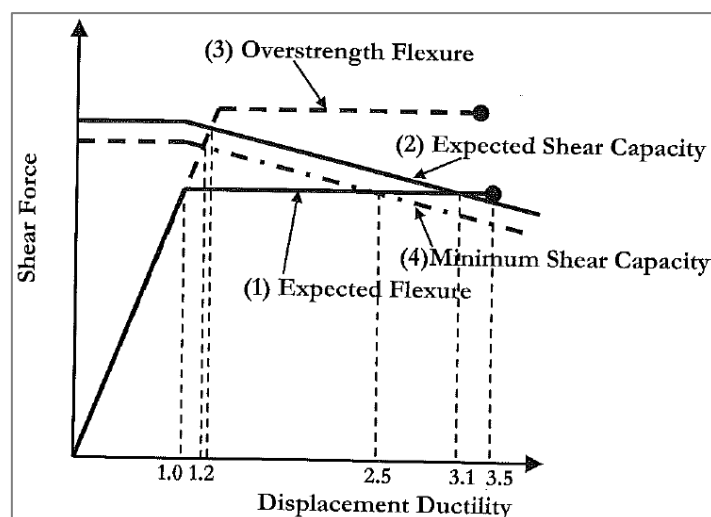
È quindi chiaro che l'adeguamento di strutture esistenti non può essere del tipo *pass-fail* con criteri artificiali, ma deve includere quante più informazioni probabilistiche sia possibile, in modo che una decisione consapevole possa essere presa riguardo la necessità di incremento di resistenza e capacità di spostamento. Considerazioni basate su formulazioni almeno parzialmente

probabilistiche dovrebbero essere adottate anche per la valutazione di strutture esistenti così come è già di fatto uno standard richiesto per le nuove strutture.

Naturalmente l'introduzione di approcci probabilistici comporta una notevole complicazione delle tradizionali procedure di verifica e di adeguamento sismico, nelle quali infatti tutte le proprietà dei materiali, le dimensioni strutturali e le sollecitazioni sismiche sono considerate determinate. La realtà è alquanto diversa, perché esistono delle incertezze considerevoli, che permangono anche nei rari casi in cui prove sui materiali dettagliate sono svolte. In circostanze non così infrequenti, con strutture di calcestruzzo armato o in muratura, anche l'entità, la distribuzione e il termine dei rinforzi flessionali e a taglio possono essere incerti.

La schematica, ma efficace, Figura 7.1 illustra la necessità di un approccio probabilistico anche nell'*assessment* di strutture o elementi strutturali esistenti in calcestruzzo armato.

Figura 7.1 – Determinazione della capacità di duttilità di un elemento in calcestruzzo armato



La risposta flessionale attesa, basata su una bassa stima delle resistenze del probabile materiale è evidenziata dalla linea (1) e ha una capacità di duttilità di spostamento corrispondente a 3.5, basata su un'analisi momento-curvatura. L'inviluppo della resistenza a taglio basata sulle resistenze probabili è evidenziata dalla linea (2) e interseca la linea (1) in un punto corrispondente al valore di duttilità 3.1. Questo è il valore di capacità di duttilità atteso.

Si ipotizzi ora che sussista una sovra-resistenza flessionale determinata da resistenze dei materiali maggiori di quelle nominali considerate; tale ipotesi è del tutto concepibile date le incertezze sulle proprietà dei materiali. La risposta forza-spostamento diventa quella rappresentata dalla linea (3), la quale interseca l'inviluppo della capacità a taglio attesa al valore di duttilità di spostamento di 1.2.

Ancora, considerando un'eventualità di valutazione a sfavore di sicurezza della capacità resistente di taglio (linea (4)), e associandola alla curva di risposta flessionale con la sovra-resistenza dei materiali, risultando in una duttilità di spostamento ancora minore, di circa 1.15. Si fa notare che in questo esempio la duttilità in spostamento è sempre correlata allo spostamento a snervamento della risposta flessionale attesa, e non è quindi propriamente una misura di duttilità della sezione dotata di una sovra-resistenza.

Da questo esempio si osserva che è possibile avere una grande variazione nella stima della capacità di spostamento (in questo caso una capacità di duttilità di spostamento di 1.15 fino a 3.1) anche a fronte di piccole variazioni delle resistenze del materiale. Non è quindi generalmente possibile stabilire un valore assoluto per il rischio di una struttura esistente, a causa delle incertezze esistenti sia sulle caratteristiche strutturali (capacità), che su quelle sismiche (domanda).

L'approccio più promettente per quanto riguarda la valutazione sismica è chiaramente un approccio che consideri una variabilità dei valori attesi (*reliability approach*), fondata sulla teoria delle probabilità. Benché sia questa la meta della ricerca che attualmente viene svolta nel campo della valutazione sismica sismico, è ragionevole che a breve termine rimarranno indispensabili degli approcci di tipo deterministico. Nel presente lavoro di tesi sono sviluppati attraverso analisi che considerano la logica della *reliability* degli strumenti di tipo deterministico, in sostanza l'anello che idealmente congiunge le analisi sismiche del presente a quelle del futuro..

7.2 Analisi per la valutazione sismica di strutture esistenti

7.2.1 Valutazione sismica basata sulle forze

Il tradizionale approccio di adeguamento sismico è basato su un semplice paragone tra la capacità stimata di taglio alla base e la domanda di taglio alla base specificata dal calcolo.

In Figura 7.2 la resistenza a taglio alla base richiesta, V_{code} è calcolata come nella prassi corrente, e cioè riducendo la forza di taglio elastica alla base $V_{el,code}$ corrispondente alla rigidezza elastica della struttura tramite una riduzione di forza specificata dal fattore di struttura. Successivamente è stimata la resistenza di taglio alla base attuale V_A . Il paragone tra V_A con V_{code} indica quando la struttura è soddisfatta la verifica. Si tratta dunque di un classico approccio capacità/domanda(C/D) basato sulla resistenza. Per valori di $C/D > 1$ la struttura è adeguata. Per $C/D < 1$ la struttura non è verificata.

Diversi problemi sono insiti in questo semplice approccio sono:

- Non è valutata la capacità di spostamento o di duttilità
- Non è effettuato un controllo del rispetto delle regole del *capacity design* al fine di escludere modi di rottura non desiderati
- Non è stimato il rischio connesso alla condizione con $V_a/V_{code} < 1$

Questo tipo di valutazione sismica basata unicamente sulla resistenza, senza considerazioni sulla capacità di spostamento e sui livelli di rischio non può essere considerata un approccio soddisfacente.

7.2.2 Valutazione sismica basata sulla resistenza equivalente elastica

Un approccio migliore, fondato su una valutazione ibrida di resistenza e spostamento, confronta la resistenza elastica equivalente con la resistenza elastica di prevista dalla teoria. Determinata la risposta forza-spostamento caratteristica, si ottiene un valore di resistenza attesa V_a e una capacità di spostamento $\mu\Delta y$ come evidenziato in Figura 7.2. La resistenza equivalente elastica V_{el} è determinata con la regola di uguaglianza in spostamento ($V_{el} = \mu V_A$) e viene confrontata con la resistenza elastica di taglio prevista dal modello o dal codice normativo di riferimento.

La valutazione può anche riferirsi agli spostamenti confrontando la capacità spostamento $\mu\Delta y$ valutata in precedenza con la domanda di spostamento richiesta Δ_{code} per lo stesso periodo elastico (Figura 7.3). È quindi ragionevole descrivere questo approccio come basato sugli spostamenti, riducendosi a una rapporto capacità domanda $C/D = \Delta_A / \Delta_{code} = \mu\Delta y / \Delta_{code}$. Se sono disponibili informazioni sulla relazione tra intensità sismica espressa come domanda in spostamento, e la

probabilità di eccedenza, P , come suggerito in Figura 7.4, può essere effettuata una stima del rischio associata a un valore di $\Delta_A/\Delta_{code}<1$.

Questo approccio di adeguamento rappresenta un significativo miglioramento rispetto a quello basato sulle forze. Benché mantenga molte delle caratteristiche di quest'ultimo, infatti, molte delle lacune sono superate. In particolare dal momento che i dettagli strutturali sono conosciuti all'inizio della valutazione, può essere effettuata una stima della rigidità elastica abbastanza accurata basata su un'analisi momento-curvatura delle sezioni critiche, mentre nel progetto la resistenza e quindi la rigidità non sono conosciute all'inizio del processo.

Sono comunque ancora presenti problematiche e carenze anche in questo approccio:

- La necessità di assumere una regola di uguaglianza degli spostamenti riduce l'accuratezza del metodo
- Considerazioni sul *capacity design* al fine di escludere modi di rottura non desiderati, concettualmente non difficili da includere, sono raramente considerate adeguatamente nella procedura di adeguamento

Per strutture a molti gradi di libertà (MDOF) un'analisi non lineare statica (pushover) è usualmente il metodo migliore per la determinazione della capacità di spostamento.

Quando sono previsti modi di rottura fragile, come quella a taglio di edifici o di pile da ponte, la valutazione della capacità di spostamento è generalmente basata sulla rigidità elastica. Questo comporta che la capacità di spostamento risulta minore dello spostamento di snervamento. Tuttavia è importante riconoscere che gli spostamenti legati alla deformabilità a taglio post-elastica, quasi sempre non valutata nelle analisi, possono incrementare significativamente gli spostamenti che precedono la rottura a taglio della colonna.

Figura 7.2 – Valutazione sismica di strutture esistenti: forza equivalente

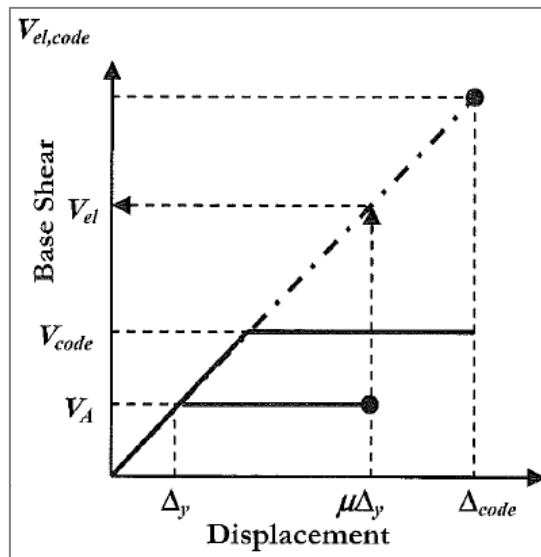


Figura 7.3 – Valutazione sismica di strutture esistenti: spettro in spostamento

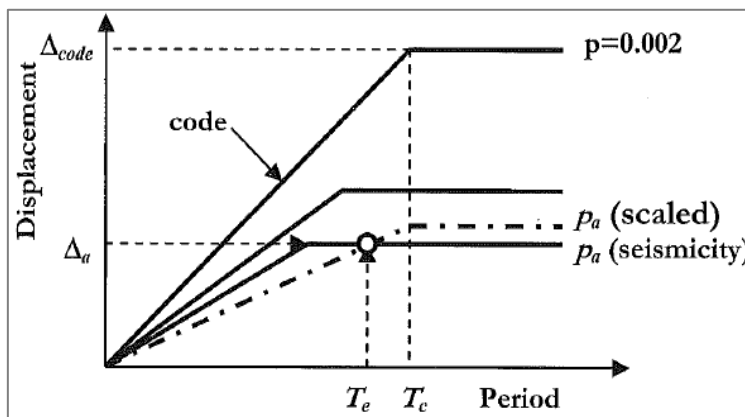
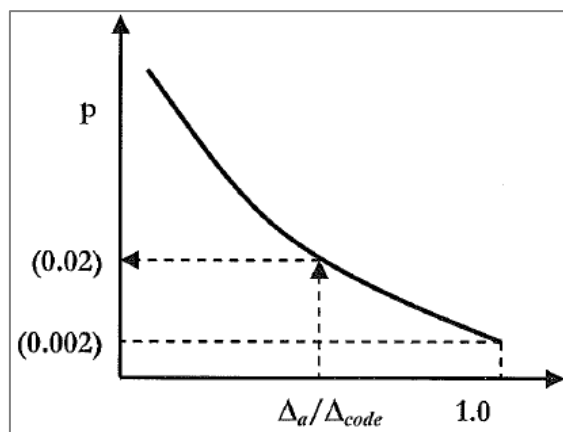


Figura 7.4 – Valutazione sismica di strutture esistenti: rapporto di spostamento vs. probabilità di superamento



7.2.3 Analisi non lineari incrementale in Time History

Allo stato dell'arte il metodo più accurato per determinare la risposta sismica di una struttura esistente è quello di condurre un'analisi non lineare incrementale in *time-history*.

Nel caso di verifica del progetto di una struttura nuova la procedura è relativamente semplice. Viene sviluppato un appropriato modello strutturale, viene scelta una serie di accelerogrammi spettro-compatibili, viene determinata la risposta media della struttura soggetta accelerogrammi e i parametri di risposta critici sono comparati con la capacità. In altre parole questa è ancora una procedura del tipo *pass/fail*. Gli effetti dei modi superiori sono direttamente inclusi nelle analisi e così i controlli sul progetto risultano semplici.

Con l'adeguamento di una struttura non standard, un semplice controllo considerando l'intensità di progetto o di adeguamento può non essere sufficiente, dato che il crescente rischio associato alla risposta non standard non viene generalmente quantificato. Questo richiede che il livello di intensità sismica associato alla probabilità di superamento di un determinato stato limite debba essere determinato, in modo che il rischio, o la probabilità annuale di superamento dell'intensità stabilita possa essere trovato da una relazione come evidenziato in Figura 7.4. E' da notare comunque che la relazione presa in considerazione nella figura Figura 7.4 è semplicistica. La relazione disponibile tra i sismologi lega l'intensità sismica al pericolo (*hazard*), e la relazione tra il pericolo e il rapporto di spostamento è generalmente non lineare.

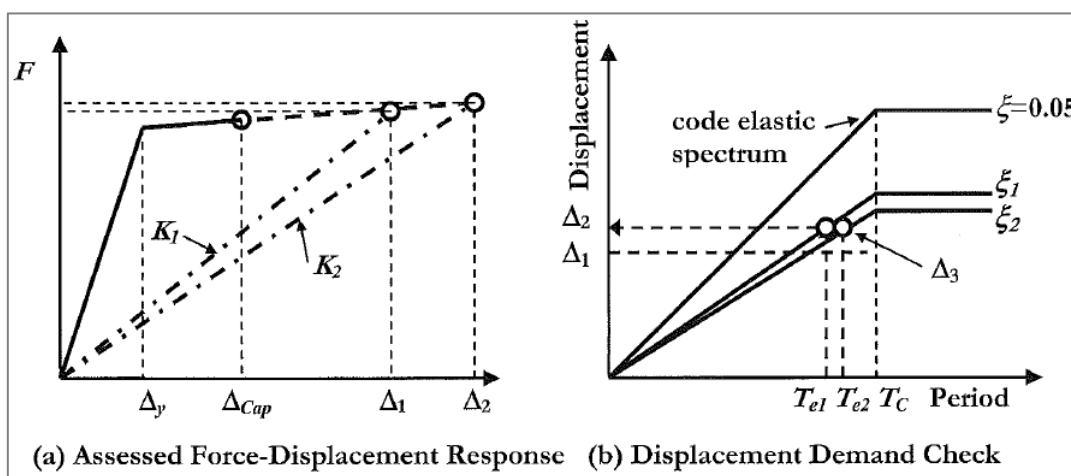
Per questo motivo, lo stato d'arte corrente per quanto riguarda la valutazione dell'esistente consiste in una serie di analisi strutturali a diversi livelli di intensità. I valori di risposta registrati sono incrementalmente scalati fino a intensità maggiori, e viene osservata la risposta per ogni intensità al fine di determinare a quale livello di intensità viene raggiunto lo stato limite.

Questo può risultare in un notevole sforzo computazionale ed essere alquanto dispendioso in termini di tempo, se non si fa ricorso a ricerche automatiche e post-processamento dei dati che ricerchino il superamento dello spostamento o delle resistenze limite. Inoltre si assume un'ipotesi che può non essere valida: che la forma spettrale della procedura di valutazione possa applicarsi anche a livelli più bassi di intensità sismica. Diversi risultati teorici mostrano infatti che non sia accurata una semplice riduzione in scala dell'ampiezza degli accelerogrammi.

Questa affermazione è illustrata in figura 7.5 nel campo del displacement-based. Sono evidenziati tre spettri in spostamento, ognuno corrispondente allo smorzamento equivalente applicabile alla struttura da adeguare. Sono riferiti tutti a differenti intensità sismiche, e dato che gli spettri con più alte probabilità di superamento sono governati dai terremoti di più piccola magnitudo, i periodi dei corner sono diversi. Viene inoltre evidenziata in linea tratteggiata lo spettro

di spostamento scalato dal livello del calcolo. La capacità di spostamento di adeguamento è Δ_A , e il periodo effettivo T_e . Si può notare dalla Figura 7.3 che il punto Δ_A-T_e è nel plateau del più basso dei tre spettri di intensità sismica. Se lo spettro che corrisponde all'intensità piena del codice di calcolo viene scalato in modo che il punto di adeguamento cada sullo spettro scalato, la pendenza iniziale della relazione spostamento/periodo è più bassa che per lo spettro per intensità bassa derivato dagli studi sismici. Quindi lo spettro scalato implica un pericolo maggiore dello spettro derivato, dal momento che la pendenza dello spettro ha una relazione approssimativamente inversa con la probabilità di superamento.

Figura 7.5 – Valutazione sismica basata su spostamenti limite che soddisfino le prescrizioni degli spettri in spostamento del codice normativo di riferimento



7.3 Displacement-Based Assessment di strutture SDOF

Una procedura per valutazione sismica di strutture esistenti basata sugli spostamenti, che soddisfa i principi del DDBD è illustrata in Figura 7.5. Il passo iniziale è l'ottenimento della risposta forza-spostamento basata su dettagli strutturali reperibili. Questo definisce la capacità di spostamento Δ_{cap} . La risposta forza-spostamento valutata è evidenziata con la linea continua fino alla capacità di spostamento, ed è estrapolata come linea tratteggiata per valori di spostamento maggiori. Viene utilizzato un approccio iterativo per determinare la domanda di spostamento Δ_{dem} corrispondente allo spettro in spostamento derivato dal codice normativo, come esemplificato nella seconda immagine di Figura 7.5.

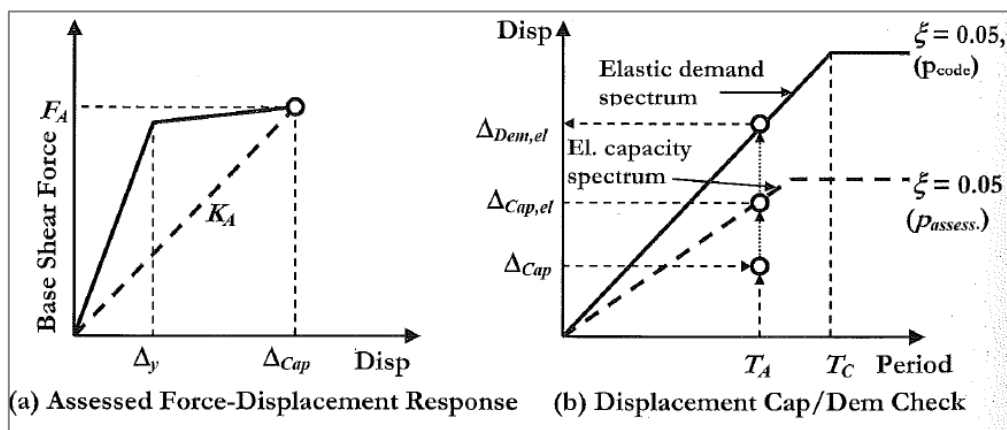
Gli steps della procedura sono i seguenti:

1. Determinare la massa effettiva m_e . Per una struttura SDOF è la massa totale.
2. Ipotizzare la domanda di spostamento. Il valore attuale non è quello critico fino che viene aggiornato nelle iterazioni. In riferimento alla Figura 7.5, si ipotizza una stima iniziale $\Delta_{dem} = \Delta_1$.
3. Calcolare la rigidezza effettiva $K_e = K_1$ (Figura 7.5 (a)), considerando gli effetti P-D
4. Calcolare il periodo effettivo dall'equazione dello SDOF: $T_{el} = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_e}}$
5. Determinare lo spostamento a snervamento Δ_y
6. Determinare la duttilità di spostamento: $\mu = \frac{\Delta_{dem}}{\Delta_y}$
7. Calcolare lo smorzamento effettivo: $\xi_e = 0.005 + 0.444 * \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi}\right)$
8. Calcolare il fattore di riduzione spettrale: $R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02+\xi}\right)^{0.25}$
9. Lo spettro in spostamento ridotto è evidenziato come ξ_1 per la prima iterazione nella Figura 7.5. Controllare la domanda di spostamento Δ_2 corrispondente al valore di T_{el} calcolato nello step 4. Questa è la nuova stima di Δ_{dem}
10. Gli steps dal 3 all'8 sono da iterare finché lo spostamento non si stabilizza. In Figura 7.5 lo spostamento Δ_2 trovato nel primo ciclo è evidenziato assieme alla nuova rigidezza e al nuovo periodo e spettro per il secondo ciclo di iterazione. Nella figura, lo spostamento stimato alla fine del secondo ciclo Δ_3 è sufficientemente vicino a Δ_2 e quindi la domanda di spostamento è determinata.
11. Confrontare Δ_{cap} con Δ_{dem}
- 12.

Questa procedura è sicuramente adatta per un metodo di adeguamento *pass-fail*, ma non può essere strettamente utilizzata per determinare il rischio delle strutture che non soddisfano il criterio $\Delta_{cap} \geq \Delta_{dem}$. La ragione è che il valore di smorzamento corrispondente a Δ_{cap} e Δ_{dem} differisce dato che la duttilità dei due spostamenti non è la stessa. Quindi lo spettro di domanda smorzato è corretto solo se la capacità uguaglia esattamente la domanda altrimenti risulta difficile correlare i differenti spettri di capacità e domanda per determinare il rischio.

Il secondo approccio è più diretto e sembra più coerente. È illustrato in Figura 7.6, e determina lo spettro di spostamento elastico equivalente corrispondente alla capacità di spostamento di adeguamento e all'associato smorzamento. Viene abbinato allo spettro allo spettro di spostamento elastico permettendo una stima diretta del rischio, a condizione che siano disponibili informazioni che legano l'intensità spettrale al rischio.

Figura 7.6 – Procedura di valutazione sismica coerente con il DBD e DBA



Gli steps della procedura di adeguamento sono i seguenti:

1. Determinare la massa effettiva m_e .
2. Attraverso la risposta forza-spostamento precedentemente determinata, valutare la rigidità effettiva $K_A = F/\Delta_{cap}$ (includendo possibilmente gli effetti P- Δ) corrispondente alla capacità di spostamento Figura 7.6 (a). È da notare che la capacità di spostamento dipenderà in base a quale valore di livello prestazionale viene scelto.
3. Calcolare il periodo effettivo dall'equazione dello SDOF: $T_A = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_A}}$. Il punto corrispondente al periodo effettivo e alla capacità di spostamento è identificato dal cerchio più basso in fig.7.4(b).

4. Determinare la capacità di duttilità: $\mu = \frac{\Delta_{cap}}{\Delta_y}$
5. Determinare lo smorzamento effettivo $\xi_a = 0.005 + 0.444 * \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi}\right)$
6. Calcolare il fattore di riduzione spettrale: $R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02+\xi}\right)^{0.25}$
7. Calcolare la capacità di spostamento spettrale equivalente elastica: $\Delta_{cap,el} = \frac{\Delta_{cap}}{R_\xi}$.

Questo è plottato come il cerchietto vuoto centrale in Figura 7.6(b). Se è disponibile una serie di spettri in spostamento elastici per le differenti probabilità di superamento annuali, può essere trovato lo spettro appropriato per $\Delta_{cap,el}$ e può essere determinato direttamente il rischio (vedi lo spettro tratteggiato di **Errore. L'origine riferimento on è stata trovata.**(b). Altrimenti la domanda di spostamento equivalente elastica $\Delta_{dem,el}$ può essere letta dallo spettro elastico di calcolo all'effettivo periodo T_a come indicato in fig.7.4(b). il ratio di capacità di domanda di spostamento $\Delta_{cap,el} / \Delta_{dem,el}$ può essere poi utilizzato per determinare il rischio da un grafico come già illustrato in Figura 7.4.

È da notare che allo stato attuale è più probabile che sia disponibile l'informazione che correla la PGA alla probabilità di superamento p . Se viene fatta l'ipotesi che la forma spettrale è indipendente dall'intensità allora il rapporto di spostamento calcolato sopra può essere collegato al rapporto di PGA corrispondente alla capacità e alla domanda, e la relazione PGA/ p può essere utilizzata direttamente.

7.3.1 Inclusione dei fenomeni P- Δ nella procedura DDBD

Come indicato nello step 2 della seconda procedura di adeguamento, bisogna considerare gli effetti P- Δ . Nell'adeguamento viene ridotta la capacità di resistenza a taglio alla base dello stesso valore quando l'indice di stabilità oltrepassa il valore di 0.1. Quindi la riduzione di calcolo delle capacità effettiva di taglio alla base è calcolata come:

$$\Delta V = C \frac{P \Delta_{cap}}{H}$$

E la rigidezza effettiva da utilizzare nell'adeguamento è:

$$K_A = \frac{\left(F_A - C \frac{P \Delta_{cap}}{H}\right)}{\Delta_{cap}}$$

In cui C è preso con il valore di 0.5 per strutture in calcestruzzo e 1 per strutture in acciaio.

8. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA: CURVE DI FRAGILITÀ

7.1 Introduzione

Nella valutazione del rischio sismico di un sistema strutturale, nel caso in esame costituito da ponti o viadotti, è importante identificare la vulnerabilità dei componenti strutturali associata a vari livelli di danno; per far ciò è pratica ricorrente valutare la vulnerabilità sismica in forma di curve di fragilità, che descrivono la probabilità condizionata di eccedere un definito livello di danno, per i vari livelli di intensità dell'azione sismica. L'approccio probabilistico al problema è reso necessario dalla aleatorietà delle variabili che entrano in gioco: caratteristiche dei materiali e proprietà strutturali, che concorrono a definire la capacità complessiva del ponte, e intensità dell'azione e condizioni del sito, che costituiscono i fattori condizionanti la domanda sismica; i valori di questi parametri non sono "esatti", e inevitabilmente ad essi va associata una variabilità ed un'incertezza non definibile mediante un approccio di tipo deterministico. La Fig. 6.1 (Mander, 1999) mostra come i diagrammi di capacità e domanda siano ottenibili con l'utilizzo di distribuzioni probabilistiche, per tener conto dell'implicita incertezza sull'azione e sui parametri strutturali; ne consegue la variabilità del punto di performance della struttura, non più rappresentato da un valore esatto (l'intersezione fra curva di domanda e curva di capacità) come si ha in un'analisi di tipo deterministico, bensì da un intervallo di valori. In un quadro probabilistico dunque, la valutazione delle prestazioni sismiche di una struttura da ponte può essere effettuata mediante una procedura descrivibile a grandi linee come segue:

- a) selezione di opportuni livelli prestazionali (qui indicati come PL=Performance Level), associati a stati limite funzionali e di collasso;
- b) costruzione delle curve di fragilità associate ad ogni PL: sono costituite da diagrammi rappresentanti in ascissa l'intensità del sisma (espressa in PGA) ed in ordinata la probabilità di superamento del livello di danno a cui si riferisce la curva;
- c) definizione delle probabilità di superamento accettabili per ogni PL;
- d) confronto delle probabilità di superamento, sia totali che condizionate ad una certa PGA, con quelle accettabili, rispetto ad un PL predefinito.

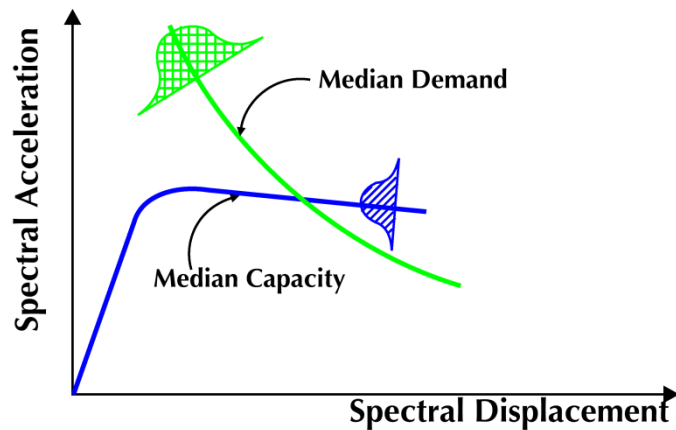


Fig. 6.1 - Definizione dell'incertezza sulla capacità e sulla domanda nel metodo CSM

La costruzione delle curve di fragilità ha dunque un ruolo chiave nella valutazione dell'affidabilità del ponte, e diversi sono i metodi per la loro determinazione: un primo approccio è di tipo empirico, basato sui dati raccolti in sito a seguito di eventi sismici (Basoz ha sviluppato curve di fragilità empiriche utilizzando i dati sul danno sulle strutture da ponte seguente al terremoto di Northridge, 1994; Shinouzuka ha generato curve di fragilità empiriche a partire dalle osservazioni raccolte in seguito al terremoto del 1995 a Kobe). Nel caso non si disponga di una banca dati, come è il caso italiano, relativi ai danneggiamenti sui manufatti esistenti in seguito a terremoti passati, è necessario adottare un approccio di tipo analitico, che consenta di definire i parametri fondamentali della risposta del ponte, e quindi le curve di fragilità, basandosi su modelli numerici. La costruzione di curve di fragilità “analitiche” generalmente consta di tre fasi:

- simulazione dell'azione sismica a partire da terremoti registrati o generati;
- simulazione del ponte tenendo conto delle incertezze sulle proprietà strutturali;
- generazione delle curve di fragilità a partire dai dati sulla risposta ottenuti dal modello numerico.

I dati sulla risposta nell'approccio analitico posso essere ricavati mediante analisi a diverso grado di complessità: analisi elastiche con spettro (Hwang et al., 2000), analisi non lineari statiche (Shinozuka et al., 2000) e analisi dinamiche non lineari in Time History (Karim, 2001, Choi, 2003). Sebbene il metodo più affidabile sia quest'ultimo, la complessità che richiede un'analisi di questo tipo su modelli tridimensionali che tengano conto dell'interazione fra i vari fenomeni di rottura all'evolversi dello stato del danno rende il metodo ancora di difficile applicabilità su larga scala; negli ultimi anni questo ha portato ad un interesse crescente per i metodi di analisi statica non lineare, come si è già detto nei capitoli precedenti, che mostrano la loro efficacia e immediatezza in modo ancora più evidente in analisi di tipo probabilistico, dove i tempi computazionali si allungano

notevolmente. In questo capitolo si introducono gli aspetti teorici riguardanti la generazione delle curve di fragilità “analitiche”, secondo tre metodologie riportate in letteratura, a dimostrazione della diversità dei metodi disponibili. In particolare vengono in seguito utilizzati due dei tre diversi metodi presentati, uno per la costruzione delle curve di fragilità che utilizzano l’analisi in Time History (Metodo 1), e uno per quelle basate sul metodo CSM (Metodo 2), più semplificato, coerentemente con le assunzioni che stanno alla base del metodo stesso.

7.2 Indice di danno

La costruzione delle curve di fragilità richiede la definizione di una funzione di danno; i parametri maggiormente utilizzati per valutare il danneggiamento strutturale sono la duttilità richiesta e l’energia dissipata plasticamente: nel primo caso si suppone che la struttura collassi al raggiungimento di un prefissato valore dello spostamento, che può determinarsi in base ad una prova di tipo monotono. In particolare abbiamo definito tre differenti Performance Level:

- PL1, Danno Lieve
Legato al raggiungimento dello spostamento nominale della sezione.
- PL2, Danno Severo
Legato ad PL3, è definito come sua frazione in particolare è 0.75 volte lo spostamento che provoca la rottura a flessione della pila oppure 0.9 volte lo spostamento che provoca la rottura a taglio della pila
- PL3; Collasso della Struttura
Legato al raggiungimento dello spostamento ultimo di collasso della struttura per rottura a flessione oppure per rottura a taglio

7.3 Costruzione curva di fragilità – Metodo 1

Questa procedura per la costruzione delle curve di fragilità fa riferimento ad una metodologia proposta in letteratura (Monti e Nisticò, 2002, Pavese, GNDT): le curve di fragilità sono considerate come distribuzioni cumulate condizionate che esprimono la probabilità di uguagliamento o superamento del livello prestazionale PL predefinito data la misura d'intensità dell'accelerogramma (solitamente PGA). Introducendo la fragilità $P_{f,PL}$ si ha:

$$P_{f,pl}(a) = P[D > d_{pl}|a] \quad [6.1]$$

dove D rappresenta la funzione random di danno, che coincide con la duttilità, come si è visto nel paragrafo precedente.

Tale metodo consente di valutare sia la variabilità sull'azione sismica da attendersi in sito, sia l'incertezza sui parametri dei materiali che influenzano la capacità della struttura: l'elemento caratterizzante la vulnerabilità dell'intero ponte è considerata la pila, quindi prendendo in considerazione il modello meccanico G della pila stessa, e adottati come parametri random le proprietà di base p dei materiali (la resistenza a compressione f_c del calcestruzzo e la resistenza a snervamento f_y dell'acciaio), si definisce la funzione di danno come:

$$D = D(G(p), S_a|a)$$

che dipende dai parametri meccanici e dallo spettro di risposta S_a che varia in funzione dell'accelerogramma utilizzato. Sostituendo quest'ultima espressione in quella precedente si ottiene:

$$P_{f,PL} = P[D(G(p), S_a|a) > d_{pl}] = \int_{D(a)d_{PL}} f_D(d|a) dd$$

Per ogni valore dell'accelerazione a il corrispondente punto sulla curva di fragilità relativa ad un dato d_{PL} si determina secondo il seguente procedimento:

- si stimano la media e la varianza degli n parametri random \mathbf{p} e li si descrive con opportune funzioni di densità di probabilità pdf ;

- si discretizza ciascuna *pdf* in m intervalli Δp_i^k i cui valori centrali p_i^k hanno probabilità di occorrenza uguale a $f_{p_i}(p_i^k)\Delta p_i^k$;
- si seleziona la k -esima combinazione \mathbf{p}^k degli $i = 1 \dots n$ parametri, si calcola poi la probabilità di occorrenza di tale combinazione come (ipotesi di indipendenza):

$$\prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k)\Delta p_i^k$$

- si esegue l'analisi della struttura mediante il modello \mathbf{G} adottato e si calcola il danno come definito precedentemente;
- si identifica la funzione di densità di probabilità *pdf* del danno $f_D(d|a)$ attraverso una funzione a due parametri, stimando media e varianza come:

$$E[D] = \sum_{k=1}^{m^n} d_k \left[\prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k)\Delta p_i^k \right]$$

$$Var[D] = \sum_{k=1}^{m^n} (d_k - E[D])^2 \left[\prod_{i=1}^n f_{p_i}(p_i^k)\Delta p_i^k \right]$$

la distribuzione adottata è di tipo logonormale (come si trova in letteratura), ma il metodo è generale e può essere impiegata qualsiasi distribuzione. Si calcola numericamente l'integrale:

$$\int_{D(a) > d_{PL}} f_D(d|a) dd$$

dove l'estremo inferiore di integrazione, per ciascun PL, è dato dal corrispondente valore di m .

Fin'ora si è preso in considerazione solo il comportamento flessionale della pila, cioè un comportamento duttile che può entrare ampiamente in campo plastico; le stesse considerazioni fin qui esposte possono essere effettuate per la costruzione della curva di fragilità per la sollecitazione tagliante (meccanismo di rottura fragile). Il procedimento è lo stesso di quello appena esposto, solo che non si hanno in diversi PL, ma l'indice di danno è calcolato come rapporto tra taglio sollecitante e taglio resistente:

$$D = \frac{V_{soll}}{V_{res}}$$

Le curve di fragilità costruite con il metodo descritto sopra fanno riferimento ad una singola pila: la probabilità di superamento di un PL per un ponte costituito da N pile si può valutare sotto l'ipotesi di indipendenza di tutte le pile come:

$$P_{f,PLsistema} = 1 - \prod_{pila=1}^N (1 - P_{f,PLpila}(a))$$

Questa ipotesi è valida per ponti a campate semplicemente appoggiate dove ogni pila si può schematizzare con un sistema ad un grado di libertà. Non è valida invece per ponti continui nei quali l'impalcato accoppia la risposta delle pile in funzione della sua rigidità: in questo caso si può definire la rottura del sistema quando avviene la rottura della prima pila, ipotesi largamente accettata poiché la pila è considerato l'elemento più vulnerabile del ponte e solitamente arriva a rottura sempre prima dell'impalcato. Se il sistema, quindi, viene considerato "in serie" (Melchers, 1999), cioè la rottura del sistema è definita dalla rottura della prima pila, allora si può definire un intervallo entro il quale c'è probabilità di fallimento della struttura, definito dai limiti qui di seguito:

$$\max_{i=1}^n [P_{f,PLpila}] \leq P_{f,PLsistema} \leq 1 - \prod_{pila=1}^N (1 - P_{f,PLpila}(a))$$

dove il limite inferiore corrisponde alla probabilità di superamento di un certo PL per un sistema in cui le componenti sono totalmente dipendenti, mentre il limite superiore corrisponde alla probabilità di superamento di un certo PL per un sistema con componenti indipendenti (sistema isostatico), come visto sopra.

7.4 Costruzione curva di fragilità – Metodo 2 – Retta di regressione

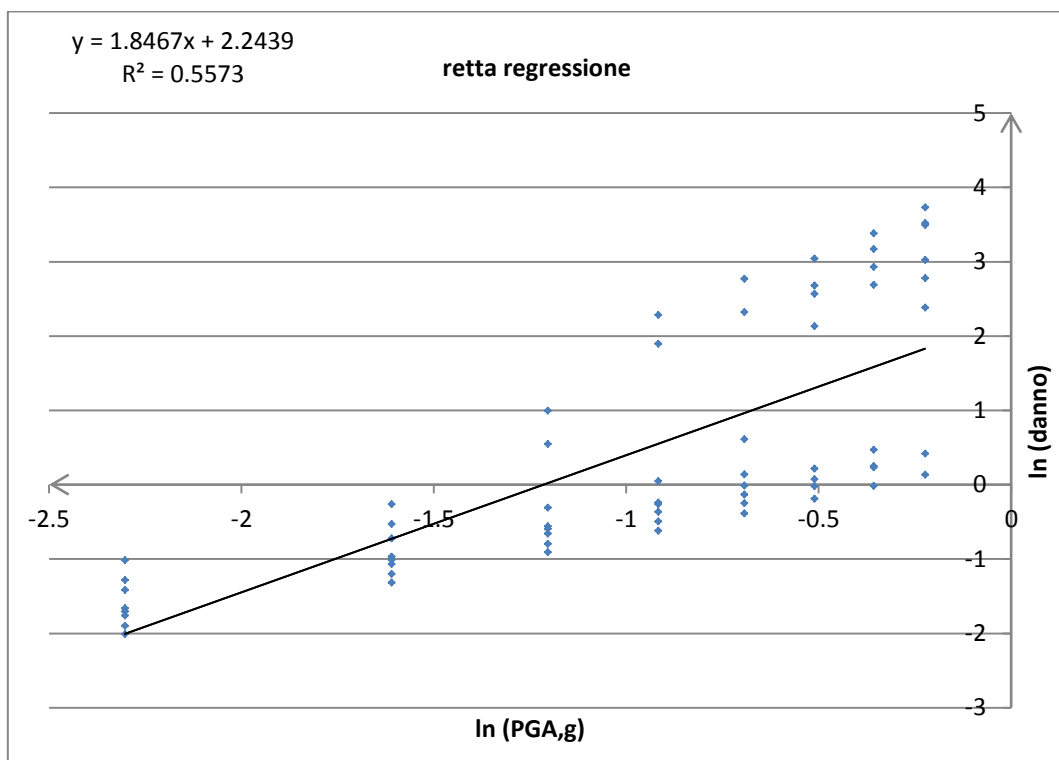
In letteratura si trovano molti studi che individuano la distribuzione logonormale come una di quelle che si adatta meglio alla descrizione della domanda sismica: dopo aver calcolato i valori che definiscono la risposta massima (in questa trattazione la duttilità cinematica) in funzione della domanda sismica, generalmente espressa da un parametro IM (Intensity Measure) che solitamente è la PGA, si può definire la domanda media con una legge del tipo:

$$S_d = IM^B e^A$$

che nel piano bilogarithmico è rappresentabile da una retta avente la seguente equazione:

$$\ln(S_d) = A + B \ln(IM)$$

I coefficienti di regressione A e B vengono definiti dalla regressione dei dati sul piano $\ln(IM)$ - $\ln(S_d)$ calcolando la deviazione standard dei valori di domanda sull'intero insieme di dati, considerando gli scarti rispetto alla retta di regressione per il dato IM. La retta di regressione graficamente assume la forma seguente:



Dopo aver determinato i coefficienti A e B e la dispersione della suddetta retta, la curva di fragilità diventa una semplice distribuzione cumulata logonormale, dove la probabilità

$$P_{f,PL}(a) = P[D > d_{PL}|a]$$

si calcola risolvendo numericamente l'integrale

$$\int_{D(a) > d_{PL}} f_D(d|a) dd$$

dove la funzione di densità di probabilità del danno è data dalla distribuzione logonormale:

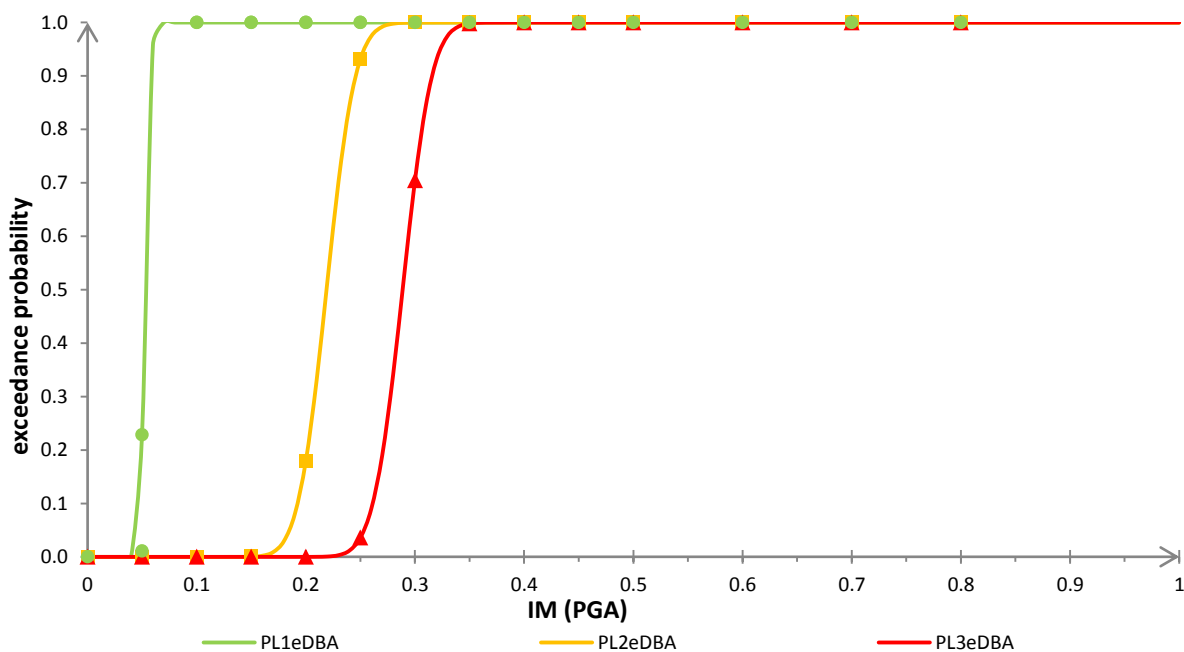
$$f_D(d) = \frac{1}{\sqrt{2\pi \varepsilon d}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln d - \lambda}{\varepsilon}\right)^2\right]$$

indicando con:

$\lambda = A + B \ln(IM)$ il valore medio valutato sulla retta di regressione in corrispondenza ad un dato valore di IM;

ε la dispersione calcolata come descritto precedentemente.

Qui di seguito si riporta un esempio di curva di fragilità costruita con il metodo esposto in questo paragrafo: si può notare che, assumendo una forma chiusa per la curva di fragilità (logonormale), avendo a disposizione analisi con un range di valori di PGA limitati (da 0,1g a 0,6g, con intervalli di 0,1g), è possibile estrapolare la probabilità di superamento della soglia di danno al di fuori del suddetto intervallo di PGA.



Da sottolineare che, anche in questo caso, il metodo fin qui descritto si rifà alla costruzione delle curve di fragilità per una singola pila: per le curve di fragilità relative all'intero ponte si possono fare considerazioni analoghe a quelle effettuate per l'analisi in Time History (Metodo 1).

7.5 La distribuzione lognormale

Nei metodi di costruzione delle curve di fragilità fin qui descritti la distribuzione lognormale assume una particolare importanza, visto che si adatta in maniera opportuna alle variabili di domanda sismica.

Tali variabili seguono una relazione esponenziale del tipo $x = \exp(w)$. Se l'esponente è una variabile aleatoria W , allora $X = \exp(W)$ è anch'essa una variabile aleatoria: un'importante caso si verifica quando W ha distribuzione normale e, di conseguenza, X segue una distribuzione lognormale. Il nome di questa distribuzione deriva dalla trasformazione $\ln(X) = W$, cioè il logaritmo naturale di X è normalmente distribuito e il suo range varia nell'intervallo $(0, \infty)$.

Supponendo che W sia normalmente distribuita con media ϑ e varianza ω^2 , la distribuzione cumulativa per X è data da:

$$F(x) = P[X \leq x] = P[\exp(W) \leq x] = P[W \leq \ln(x)] = P\left[Z \leq \frac{\ln(x) - \vartheta}{\omega}\right] = \Phi\left[\frac{\ln(x) - \vartheta}{\omega}\right]$$

con $x > 0$ e Z una variabile aleatoria normale standard.

La funzione densità di probabilità, invece, assume la forma seguente:

$$f(x) = \frac{1}{x\omega\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln(x) - \vartheta)^2}{2\omega^2}\right] \quad 0 < x < \infty$$

dove la media e la varianza di X sono:

$$E(X) = e^{\vartheta + \frac{\omega^2}{2}} \quad \text{e} \quad V(X) = e^{2\vartheta + \omega^2} (e^{\omega^2} - 1)$$

È da notare che i parametri di una distribuzione lognormale sono ϑ e ω^2 , che sono la media e la varianza della variabile aleatoria normale $W = \ln(X)$, da non confondere con la media e la varianza di X , date dalle espressioni appena citate qui sopra.

Inoltre è bene porre attenzione che nei fogli di calcolo del programma "Excel", utilizzato in questo lavoro di tesi, la funzione statistica per la distribuzione lognormale è presente solo in forma

cumulativa ed affinché possa essere definita è necessario introdurre i valori ϑ e ω , cioè media e deviazione standard di $\ln(x)$. Poiché molte volte, per esempio nel Metodo 1 (analisi in Time History), vengono calcolate la media e la varianza della variabile aleatoria X , risolvendo un semplice sistema lineare è possibile ricavare i due valori da introdurre in “Excel” che fanno riferimento a $\ln(X)$; esplicitando si ottiene:

$$\omega^2 = \ln \left[\frac{V(X)}{[E(X)]^2} + 1 \right] \quad \text{e} \quad \vartheta = \ln[E(X)] - \frac{\omega^2}{2}$$

8.1 Introduzione

In questo capitolo verrà esposto e riportata in modo integrale la procedura utilizzata per la verifica sismica dei ponti master considerati prendendo ad esempio quanto fatto per il ponte “Campelii”. In particolare si evidenzia come è stato creato l’input geometrico e sismico poi elaborato dal codice in OpenSees.

8.2 Azione sismica

Le azioni sismiche si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito descritta come la probabilità che in un fissato lasso di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC08, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato “periodo di riferimento” V_R e la probabilità è denominata “probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” P_{vr} . In particolare per la determinazione della corrispondenza tra il periodo di riferimento e tale probabilità ci si rifà a quanto riportato nel testo “*A Model Code DBD09*” di Calvi & Sullivan, che per un periodo di riferimento di 50 anni sintetizza in questo modo le probabilità in base alla classe d’importanza della struttura

Classe d'importanza	PL1 [%]	PL2 [%]	PL3 [%]
I	-	50%	10%
II	50%	10%	2%
III	20%	4%	1%
IV	10%	2%	1%

Nel nostri casi considerati ricadiamo sempre nella classe d’importanza 3 che comprende i ponti e le reti ferroviarie ferroviaria la cui interruzione provoca situazioni di emergenza. I valori di probabilità di superamento P_{vr} esposti in precedenza si riferiscono ed il valore di riferimento V_R ci permette di ricavare il tempo di ritorno dell’azione sismica applicando la seguente relazione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{vr}(SL))}$$

Il periodo medio di ritorno dell'azione sismica è determinato in modo univoco per ciascuno stato limite considerato, nella tabella successiva si riportano i valori di tempo di ritorno utilizzati nel nostro caso per i diversi stati limite considerati.

Performance Level	Vr [anni]	Pvr [%]	Tr [anni]
PL1	50	20	225
PL2	50	4	1225
PL3	50	1	4975

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Ai fini della normativa vigente NTC08 le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri di riferimento per il sito:

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

Note le coordinate del sito oggetto di analisi attraverso le tabelle riportate nell'*allegato B* dell'NTC08 o mediante il foglio elettronico *Spettri-NTCver.1.0.3.xls*, fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici, si ricavano i tre parametri caratteristici della pericolosità sismica in funzioni del tempo di ritorno:

Tr	a_g	F_0	T_c
30	0.034	2.569	0.227
50	0.040	2.602	0.261
72	0.045	2.611	0.273
101	0.050	2.643	0.283
140	0.055	2.669	0.295
201	0.060	2.707	0.306
475	0.075	2.808	0.328
975	0.088	2.889	0.347
2475	0.107	2.984	0.369

Visto che la pericolosità sismica sul reticolo di riferimento non contempla i periodi di ritorno adottati nel caso da me considerato il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_c) potrà essere ricavato per interpolazione, in accordo con quanto prescritto dalla normativa. In particolare si farà

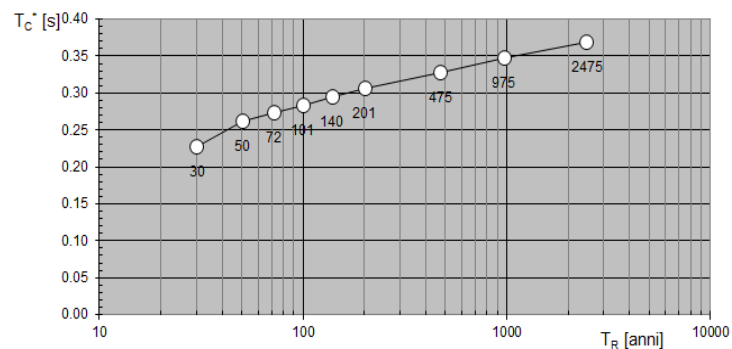
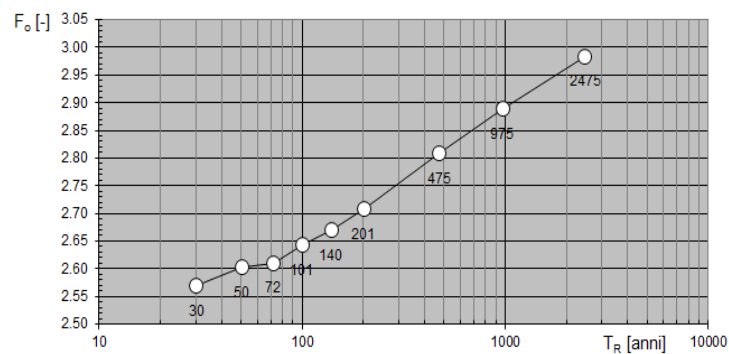
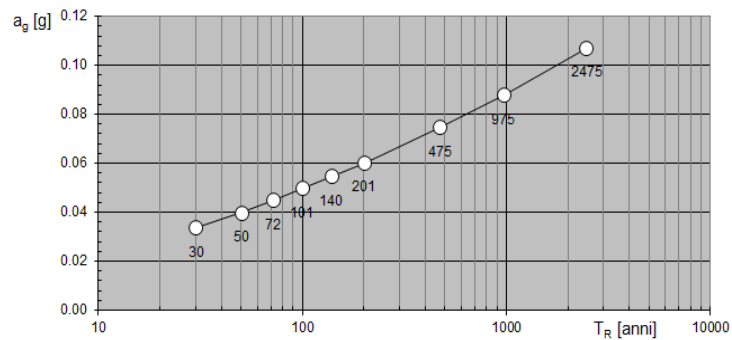
riferimento ai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica utilizzando la seguente espressione.

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_2}{T_1}\right) \cdot \left(\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right)^{-1}$$

Dove

- p è il valore del parametro d'interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato
- T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

Dai grafici di seguito riportati si evidenzia la variabilità dei parametri della pericolosità sismica in funzione dei tempi di ritorno.



Questi tre incognite sono necessarie per definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione che è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle relazioni precedenti compaiono le seguenti variabili:

- S → è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η → è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

- F_0 → è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;
- T_C → è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

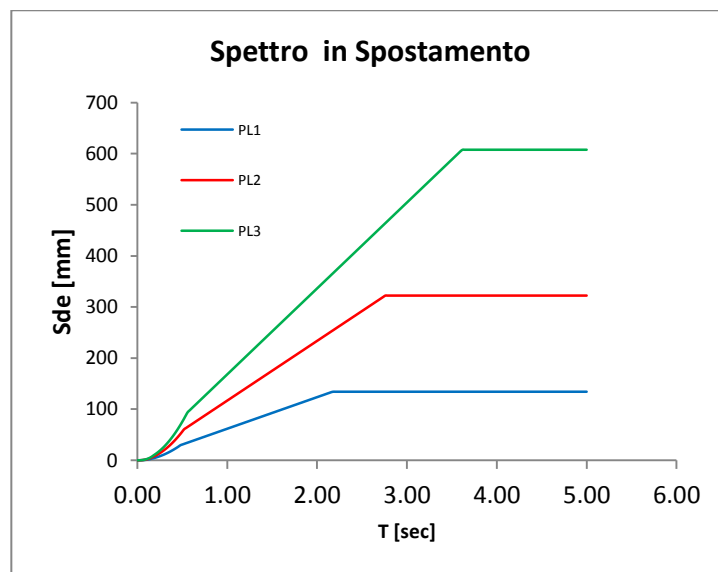
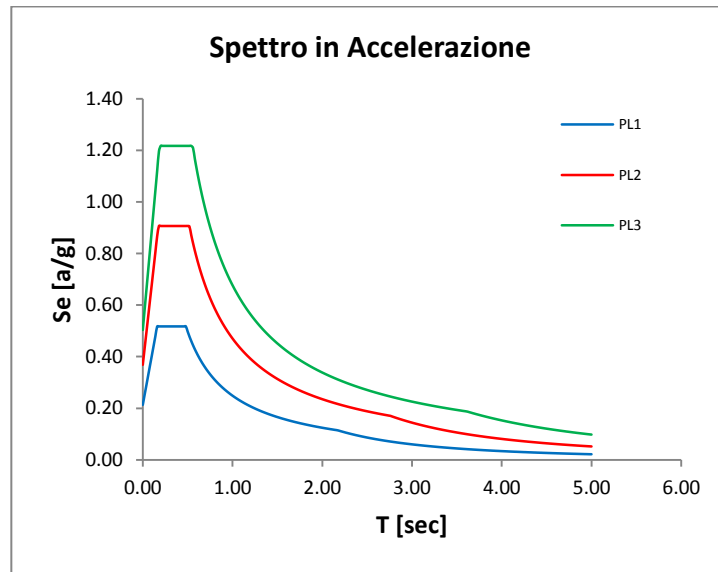
- T_B → è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

- T_D → è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

In particolare otteniamo i seguenti spettri in accelerazione e i relativi spettri in spostamento.

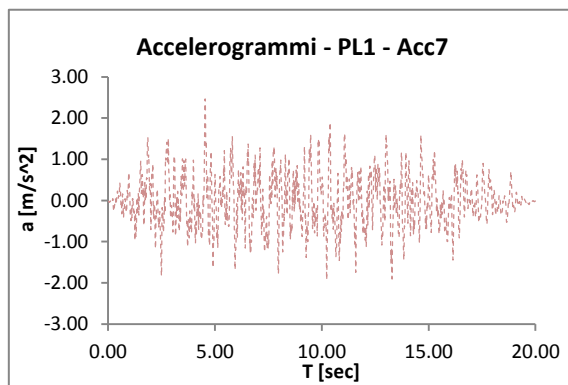
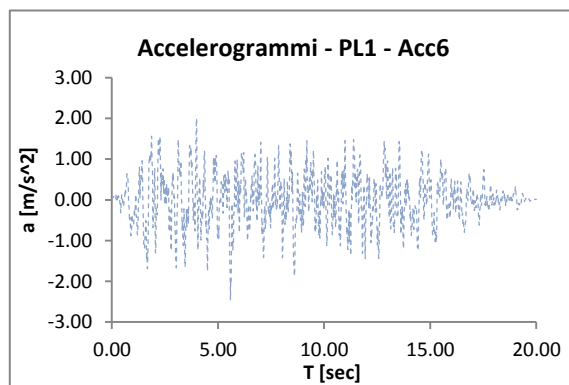
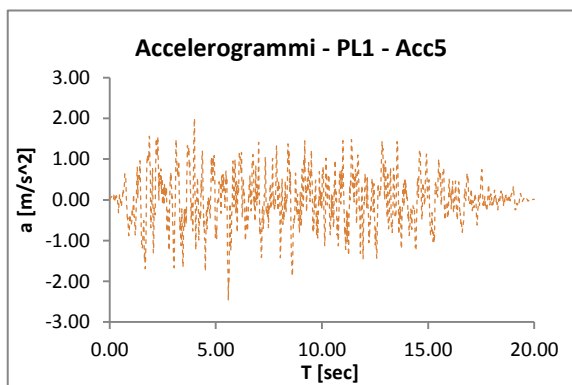
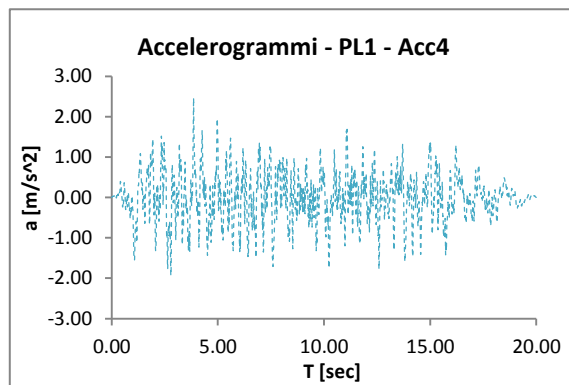
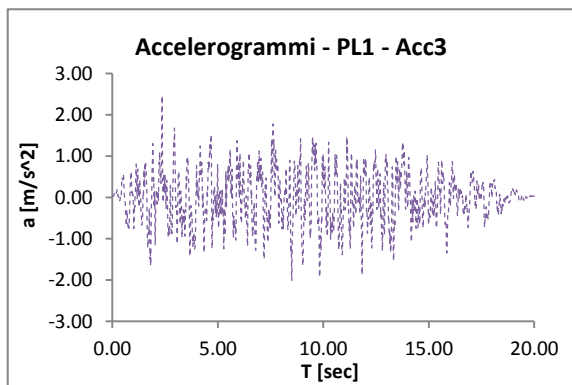
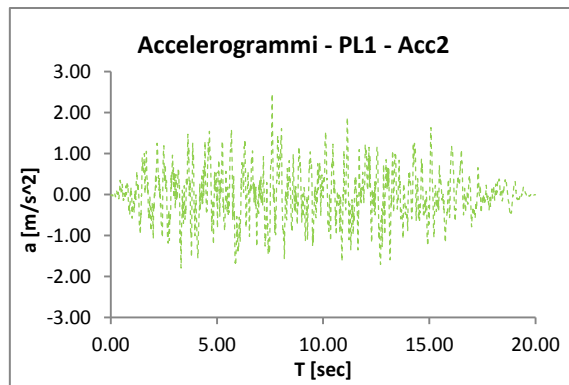
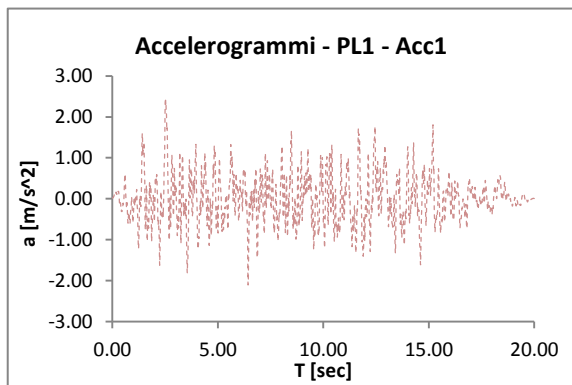


Noto gli spettri il passo successivo è quello di ricavare degli accelerogrammi sintetici aventi un contenuto in frequenza molto prossimo a quello descritto dallo spettro di risposta a pericolosità uniforme. Ciò si può ottenere utilizzando il codice SIMQKE che permette di generare in modo artificiale, utilizzando l'approccio delle vibrazioni stocastiche, un numero prefissato di accelerogrammi statisticamente indipendenti facenti riferimento a uno specificato spettro di risposta. Il numero di accelerogrammi statisticamente indipendenti può essere deciso dall'utente, esso, infatti, compare tra i parametri di input e in questa analisi si è deciso di far riferimento a 7 accelerogrammi. L'approccio impiegato in SIMQKE è di generare una funzione di potenza di

densità spettrale dallo spettro di risposta adattato, e quindi di trarre segnali sinusoidali che hanno angoli fase e ampiezze casuali. I moti sinusoidali sono poi sommati e un procedimento iterativo può essere invocato al fine di migliorare la corrispondenza con lo spettro di risposta target, calcolando il rapporto tra le ordinate dello spettro di riferimento e le effettive a frequenze selezionate; la funzione di densità di potenza è poi modificata in base al quadrato di questo rapporto e il nuovo moto è generato. Un sisma può essere descritto come una funzione periodica, visto che consiste in modelli ciclici di movimento. Ciò è dovuto al fatto che il terremoto è il risultato della propagazione delle onde sismiche. Il metodo utilizzato da SIMQKE per la simulazione numerica si basa sul fatto che qualsiasi funzione periodica può essere scomposta in una serie di onde sinusoidali:

$$x(t) = A_0 + \sum_i A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t + \varphi_i)$$

dove A_i rappresenta l'ampiezza dell'oscillazione di frequenza ω_i , dell' i -esimo contributo sinusoidale. Gli angoli Φ_i rappresentano gli angoli di fase e vengono scelti in modo casuale. Simqke usa un "generatore di numeri casuali" atto a generare stringhe di angoli di fase con distribuzione uniforme nell'intervallo $0-2\pi$. Si riportano di seguito le serie di accelerogrammi rappresentativi dello Stato limite PL1.



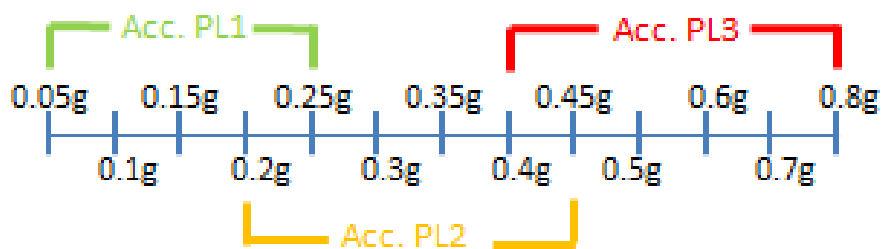
L'utilizzo dei 7 accelerogrammi appena descritti è per le analisi dinamiche in Time-History come previsto dalla normativa NTC08 che, propone di calcolare la risposta massima della struttura ad ogni accelerogramma per poi considerarne il valore medio.

Successivamente, per analizzare la struttura con terremoti spettrocompatibili a diversa PGA sono stati moltiplicati gli accelerogrammi per un fattore di scala in modo tale che, di volta in volta, la PGA fosse uguale a valori scelti a priori. In particolare sono state scelti 13 valori PGA ma è bene ricordare che la scalatura non viene eseguita sempre dallo stesso spettro di riferimento ma al contrario varia in base alla PGA considerata. In particolare dei valori prescelti si ha che:

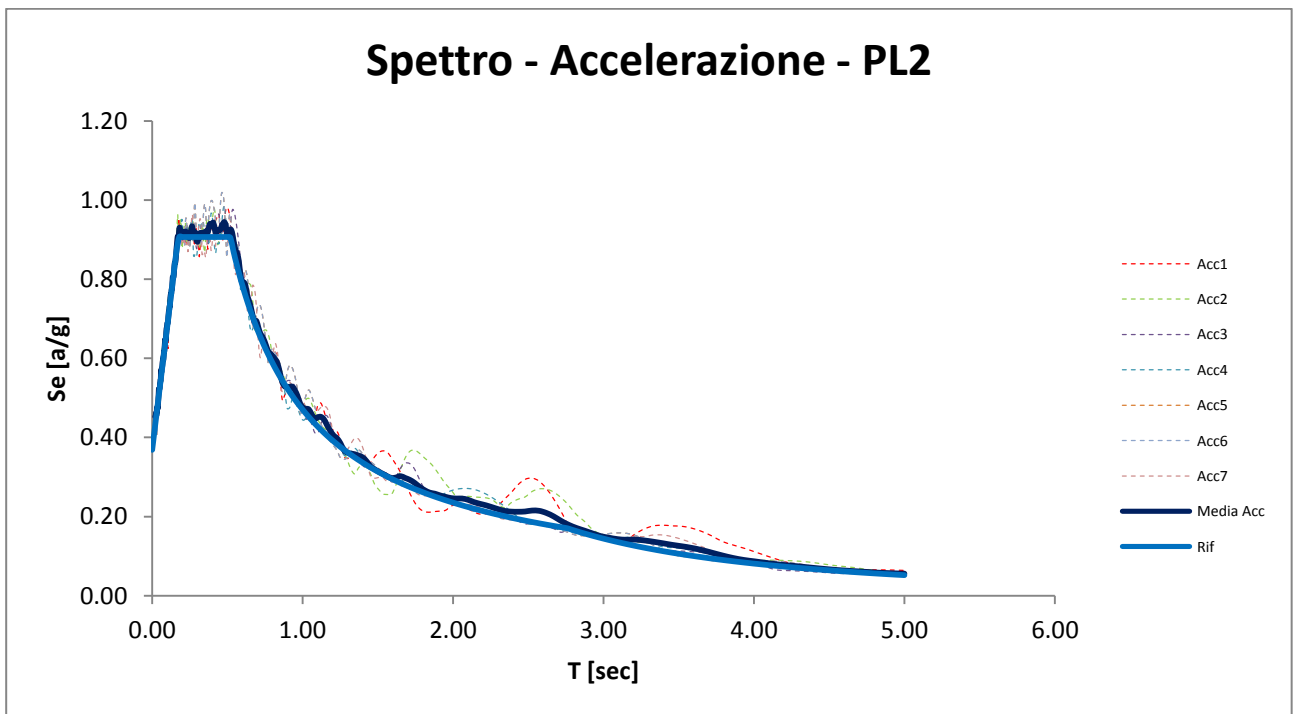
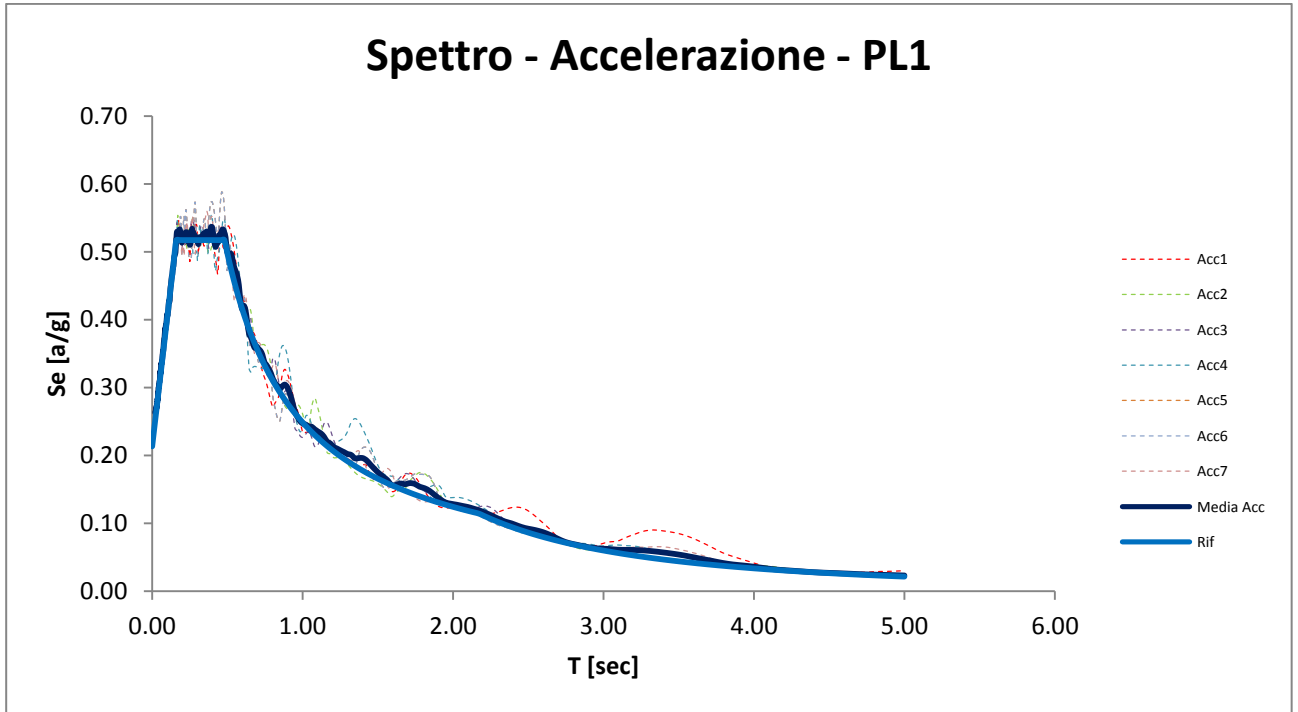
- 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.2g, 0.25g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL1;
- 0.3g, 0.35g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL2;
- 0.4g, 0.45g, 0.5g, 0.6g, 0.7g e 0.8g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL3;

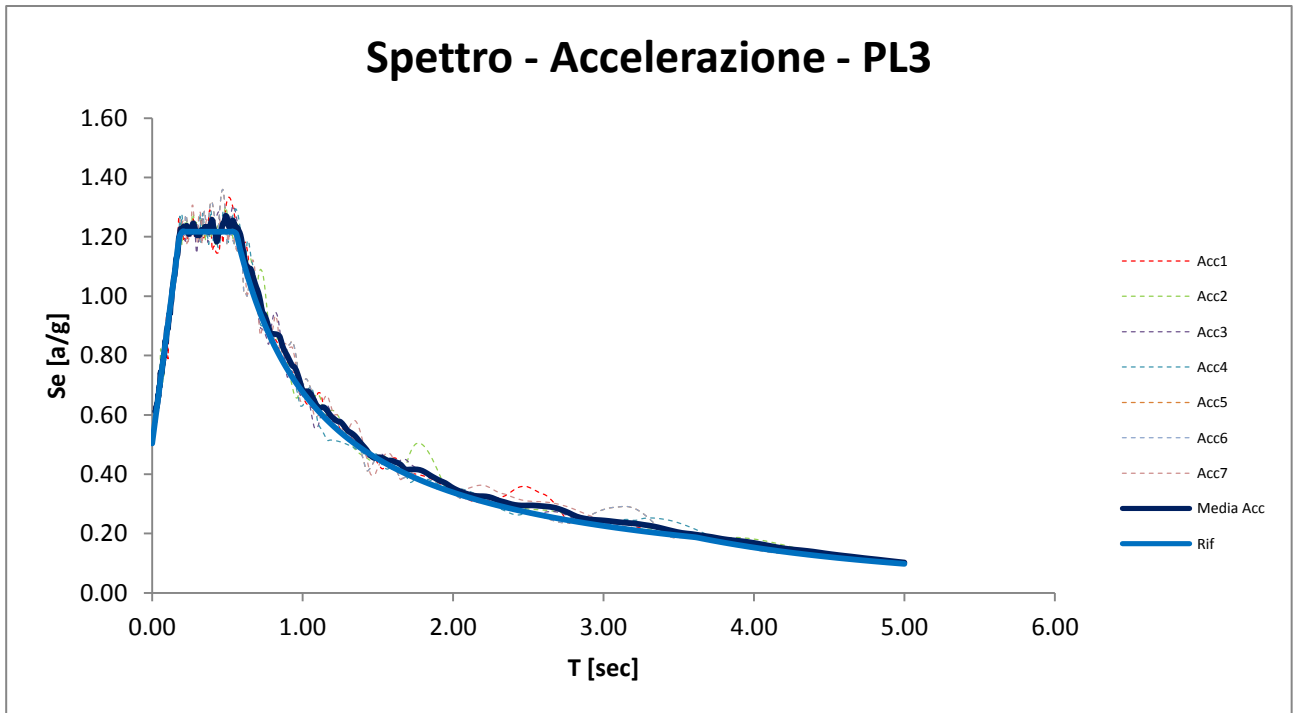
Per non incappare in salti di spettro visto la variazione dello spettro di partenza da scalare si utilizza il metodo MultipleStrai Analysis che prevede una parziale sovrapposizione quando c'è il cambio di set di accelerogrammi. È stato scelto di fare una sovrapposizione su due punti per entrambi i cambi e quindi ai 13 valori appena descritti se ne aggiungono ulteriori 4, in particolare sono:

- 0.2g, 0.25g, 0.4g e 0.45g ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL2;



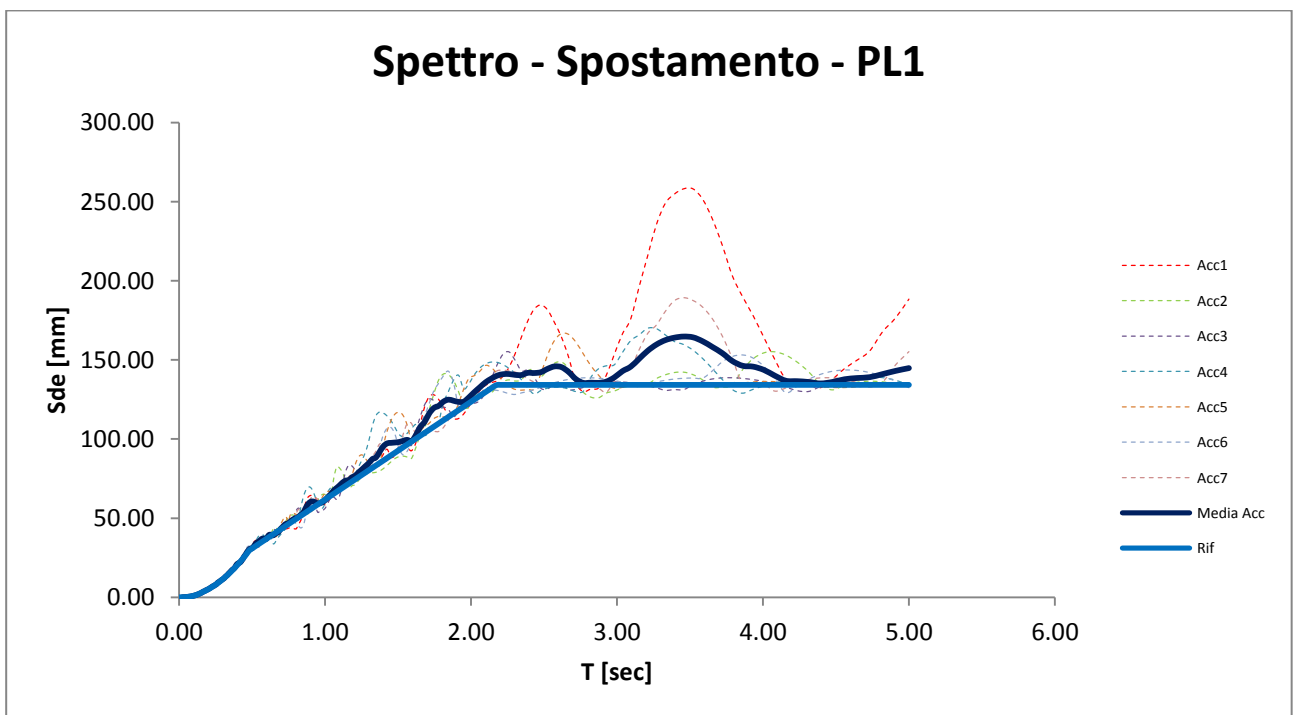
Una volta generati gli accelerogrammi il codice SIMQKE ci fornisce anche i rispettivi spettri in accelerazione, dai seguenti grafici si può verificare l'adattamento ottenuto.

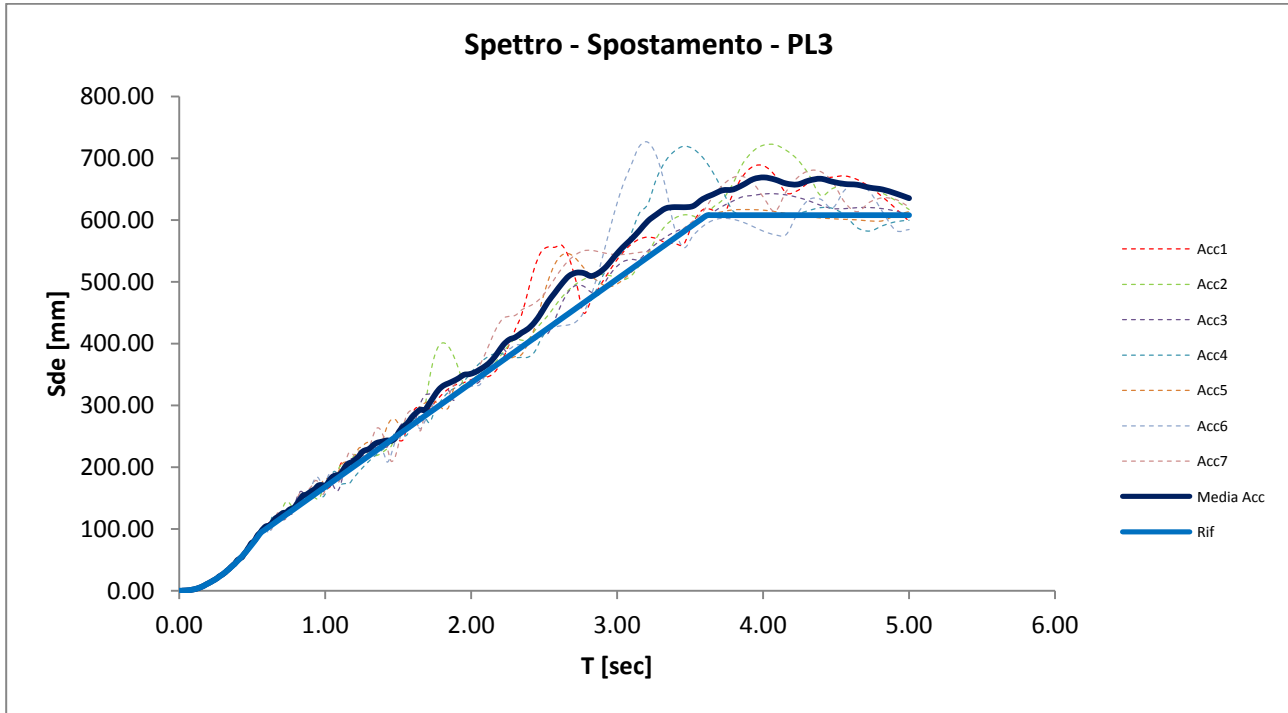
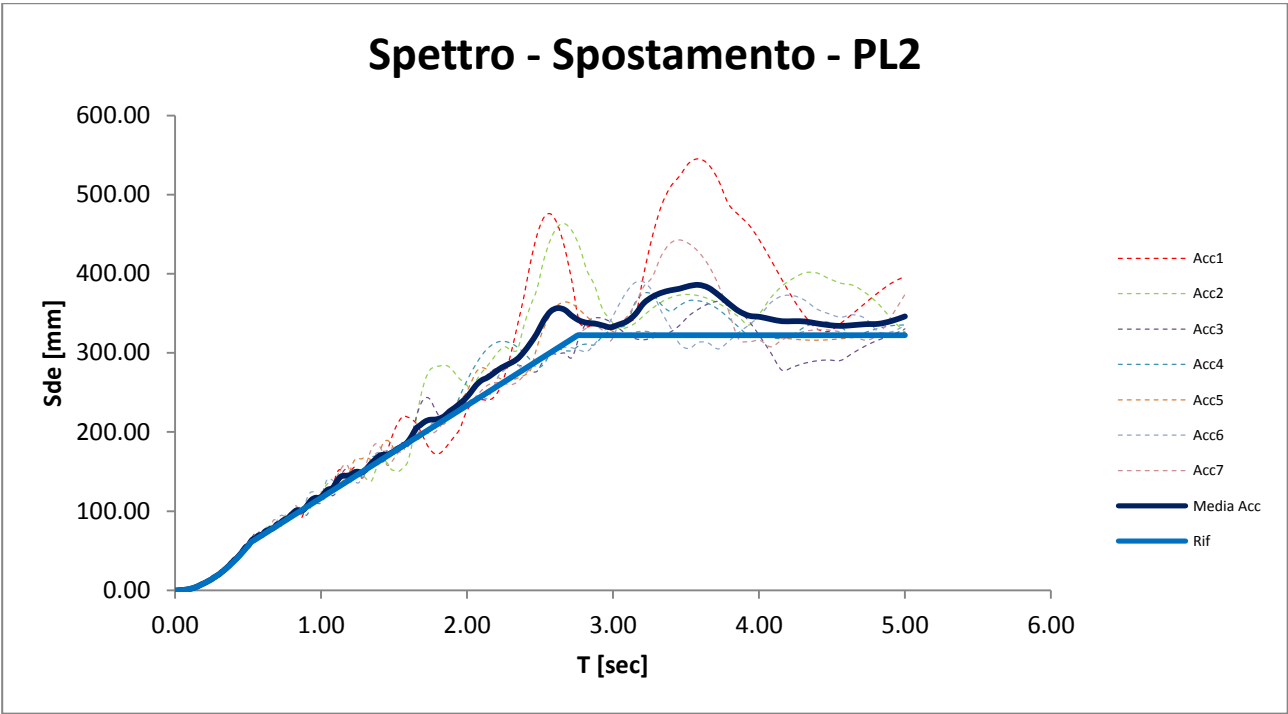




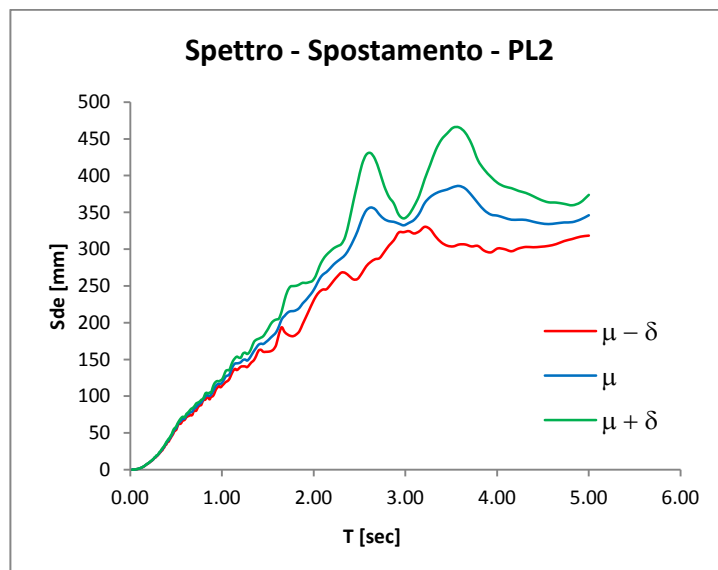
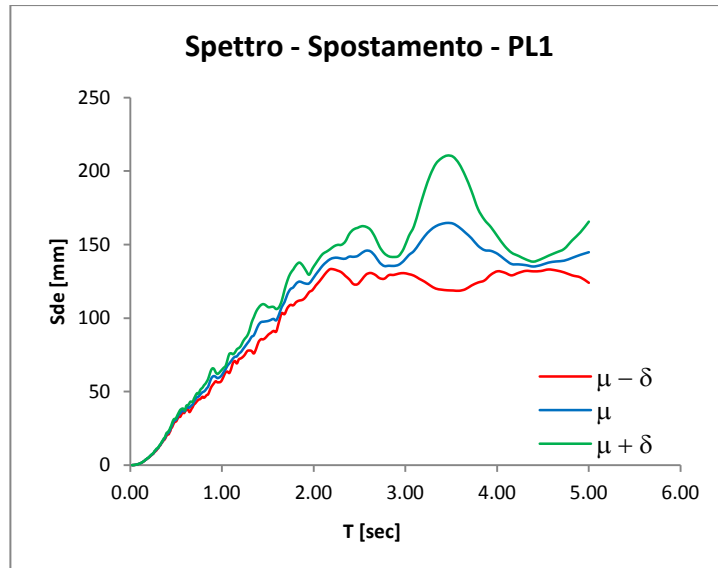
Lo spettro di risposta in spostamento delle componenti orizzontali S_{de} si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione S_e mediante la seguente espressione:

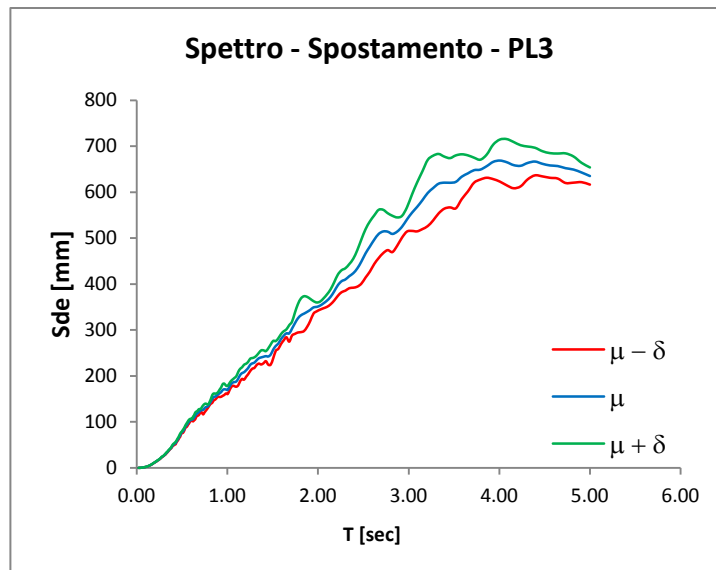
$$S_{de}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2$$





Dagli spettri in spostamento, relativi a ciascun accelerogramma, si calcola il valor medio e la deviazione standard in modo da poter così ottenere tre differenti spettri non lisciati che saranno l'input sismico per l'analisi semplificata DBA. Gli spettri così ottenuti sono di seguito riportati:

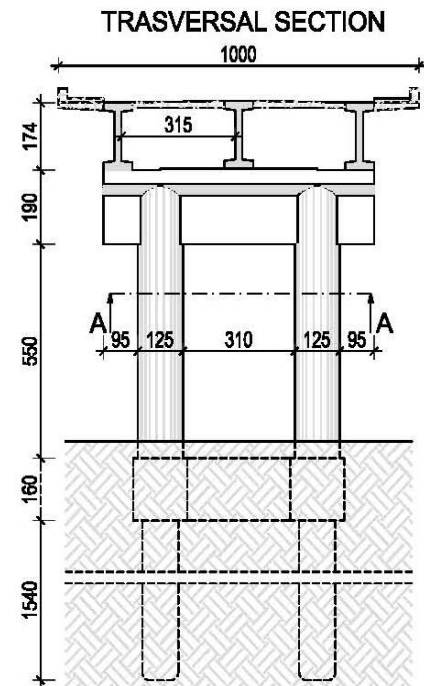
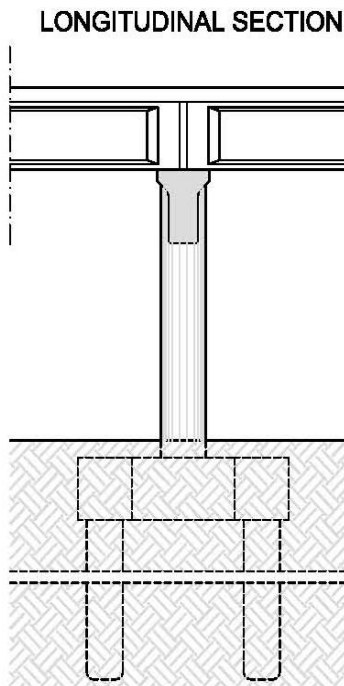




Si ricorda che per analizzare la struttura con terremoti spettrocompatibili a diversa PGA si applica la stessa procedura utilizzata per gli accelerogrammi. In particolare si hanno 17 così ottenuti:

- 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.2g, 0.25g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL1;
- 0.2g, 0.25g, 0.3g, 0.35g, 0.4g e 0.45g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL2;
- 0.4g, 0.45g, 0.5g, 0.6g, 0.7g e 0.8g sono ottenuti scalando gli accelerogrammi che si riferiscono al PL3;

8.3 Ponte “Campelli”



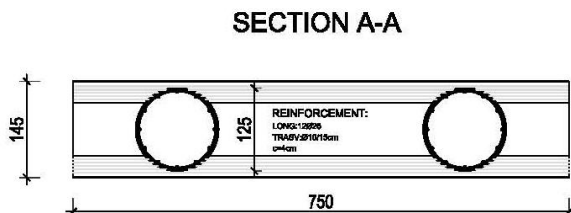
- SUMMARY OF BRIDGE:**

Table 1 - Location of the bridge

LOCATION		
N:	46° 16' 04"	[grad]
E:	12° 18' 27"	[grad]
Country	Longarone	[-]
Province	Belluno	[-]
Highway	S.P. 251	[-]
Km	103+750	[km]

Table 2 - Date of the bridge

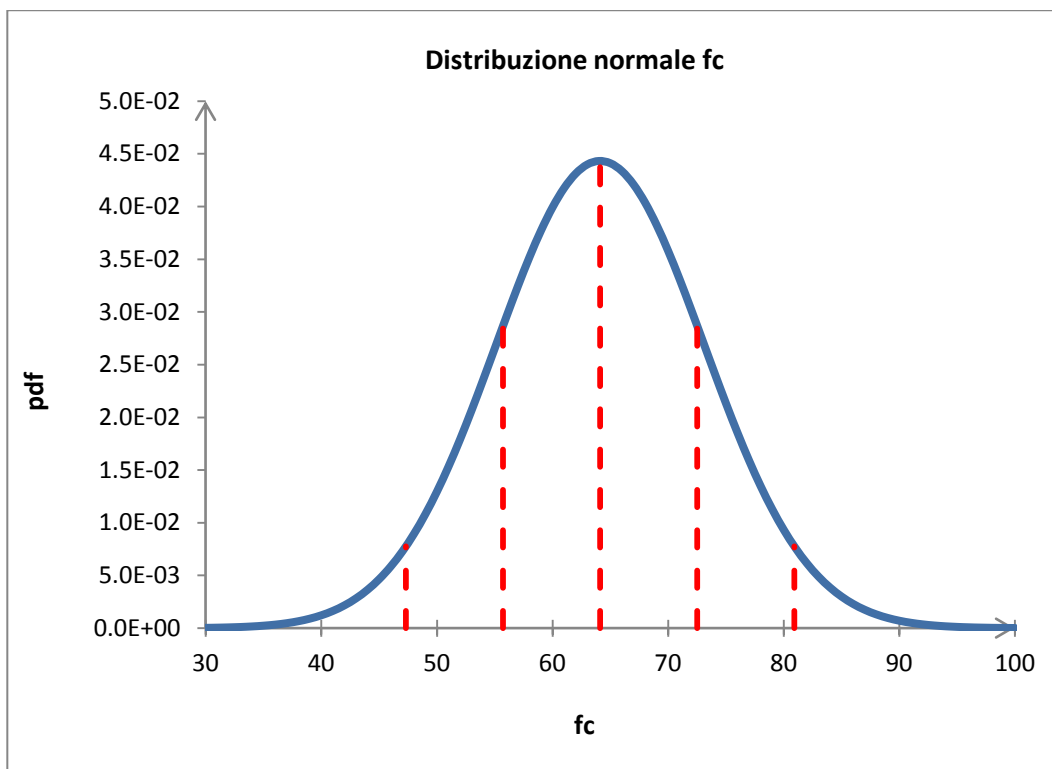
PIER		
n° trasv. Pier	2	[-]
Pier Type	PF2 – SC	[-]
BT	1.25	[m]
BL	1.25	[m]
H	5.50	[m]
Fcm	64.11	[Mpa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Reinf. Trasn.	Ø10/15cm	[-]
Reinf.Long.	12Ø26	[-]
DECK		
Span Length	30.33	[m]
n° Span	M	[-]
Width	9.00	[m]
Material	DPC	[-]
Mass	312	[t]
BRIGDE		
StaticScheme	M_SIMPLE	[-]



8.3.1 Le distribuzioni probabilistiche dei materiali cls-acciaio

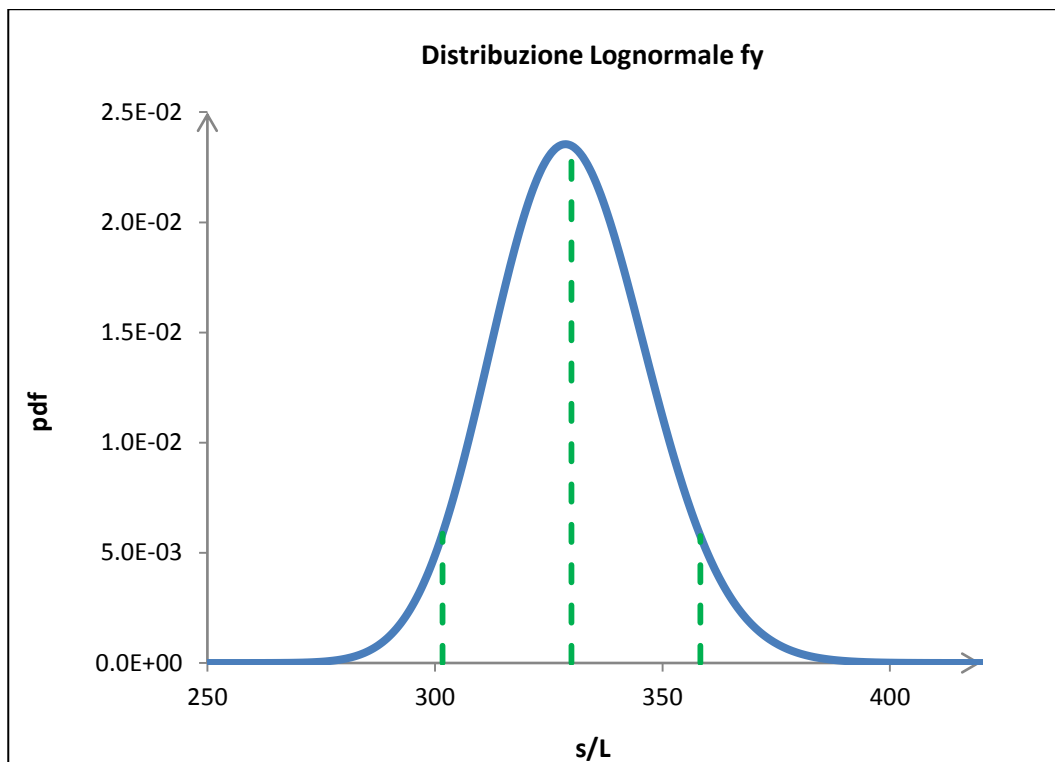
Per la costruzione delle curve di fragilità sono state utilizzate due variabili aleatorie di base: la resistenza a compressione del calcestruzzo f_c e la resistenza a snervamento dell'acciaio f_y .

Per il calcestruzzo si è ipotizzato un materiale di resistenza media cilindrica pari a 64.11 MPa : dalla letteratura (Melchers, 1999) si è potuto constatare che la resistenza non confinata del calcestruzzo sia meglio descritta da una distribuzione probabilistica normale della resistenza cilindrica che, si è assunto una deviazione standard di 9 MPa in base allo studio del materiale fatto nei capitoli precedenti.



Successivamente per creare i ponti campione per l'analisi probabilistica sono state effettuate delle discretizzazioni delle funzioni di probabilità del materiale: tale discretizzazione è stata effettuata considerando per il calcestruzzo 5 intervalli da 8.4 MPa ciascuno con valori centrali di 47.3, 55.7, 64.1, 72.5 e 80.9 MPa riporta

Per l'acciaio da armatura Aq50, invece, si è utilizzata una distribuzione probabilistica logonormale con media pari a 330 MPa e deviazione standard di 17 MPa, in base allo studio del materiale fatto in precedenza. Qui di seguito si riporta una rappresentazione grafica di tale distribuzione probabilistica:



Come quanto fatto per il calcestruzzo anche per l'acciaio si è fatta una discretizzazione della funzione di probabilità considerando 3 intervalli da 85 MPa ciascuno con valori centrali di 301.7, 330.0, 358.3 MPa.

Così facendo, combinando gli intervalli delle discretizzazioni dei due materiali, si è costruito un campione di 15 pile nominalmente identiche alle pile del ponte "Campelli", ma statisticamente differenti in base alla resistenza dei materiali e alla probabilità associata alla combinazione delle resistenze, ottenuta come prodotto della probabilità del valore centrale dell'intervallo e l'ampiezza dell'intervallo stesso.

Qui sotto si riporta una tabella con le caratteristiche di tutti i ponti campioni considerati:

Ponte campione	f_c	p_k (fc)	f_y	p_k (fy)	p_k (fc;fy)
1	47.310	0.061	301.667	0.155	0.009
2	47.310	0.061	330.000	0.665	0.041
3	47.310	0.061	358.333	0.168	0.010
4	55.710	0.223	301.667	0.155	0.035
5	55.710	0.223	330.000	0.665	0.148
6	55.710	0.223	358.333	0.168	0.038
7	64.110	0.372	301.667	0.155	0.058
8	64.110	0.372	330.000	0.665	0.248
9	64.110	0.372	358.333	0.168	0.063
10	72.510	0.254	301.667	0.155	0.039
11	72.510	0.254	330.000	0.665	0.169
12	72.510	0.254	358.333	0.168	0.043
13	80.910	0.078	301.667	0.155	0.012
14	80.910	0.078	330.000	0.665	0.052
15	80.910	0.078	358.333	0.168	0.013
somma					1.00

8.3.2 Modello Geometrico

Poiché l'impalcato del ponte sul torrente Campelli è semplicemente appoggiato, è possibile rappresentare il ponte con una serie di sistemi indipendenti, le pile, ognuno dei quali ha una massa di pertinenza pari a quella afferente ad un'intera campata.

La pila è una telaio e quindi risponde in modo differente alle azioni longitudinali e trasversali; in particolare in direzione longitudinale consideriamo come fosse una mensola mentre in direzione longitudinale è un telaio costituito da due elementi.

Per tutte le considerazioni fatte finora, ed in modo particolare per l'isostaticità della struttura, per studiare la vulnerabilità dell'intero ponte in un primo momento si è modellata solo la pila incastrata al piede e successivamente si è cercato di raffinare il modello per osservare come tale vulnerabilità si modifica. In particolare l'interazione terreno struttura è stata modellata mediante delle molle elastiche traslazionali e rotazionali; a partire dagli esecutivi del progetto e dalla relazione geologica (che forniva un valore di reazione del terreno $n_h=1.0 \text{ kg/cm}^3$) è stato possibile

ricavare i valori di rigidezza elastica da attribuire alle molle, utilizzando per la rigidezza assiale e rotazionale le formule semplificate:

$$K_v = mnk_p$$

$$K_r = m \sum_{i=1}^n k_p x_i^2$$

dove

m è il numero di file di n pali paralleli alla direzione di carico;

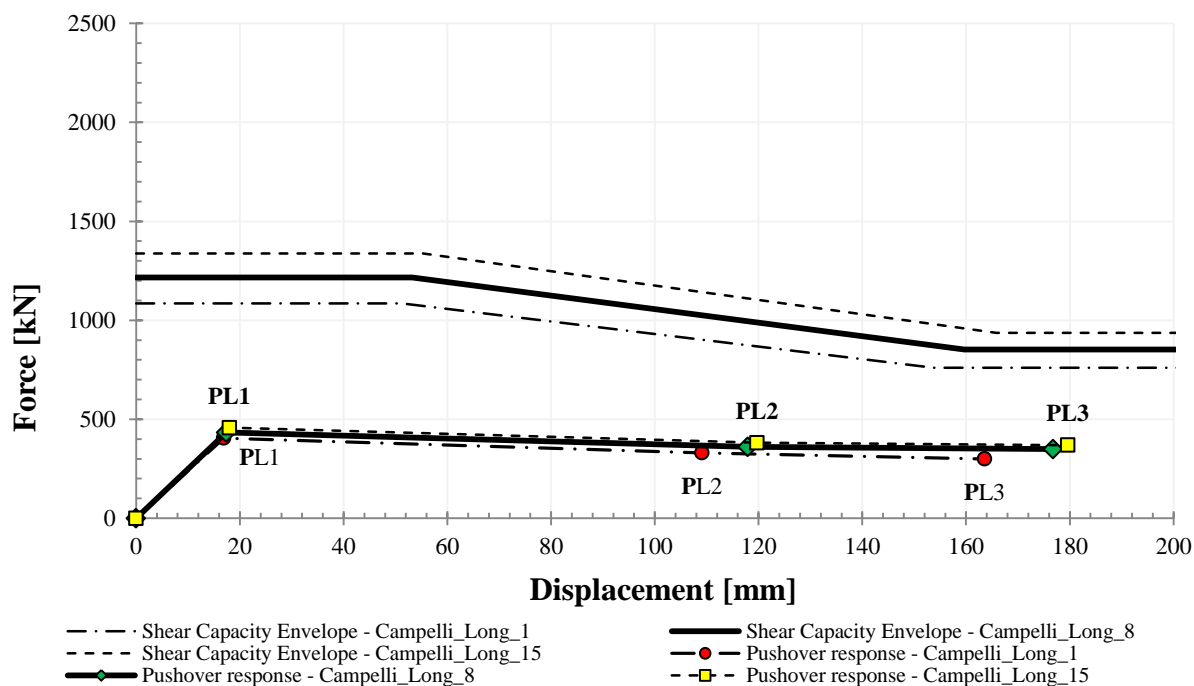
k_p è la rigidezza assiale di ogni palo;

x_i è la distanza del centro del palo i -esimo dal G.

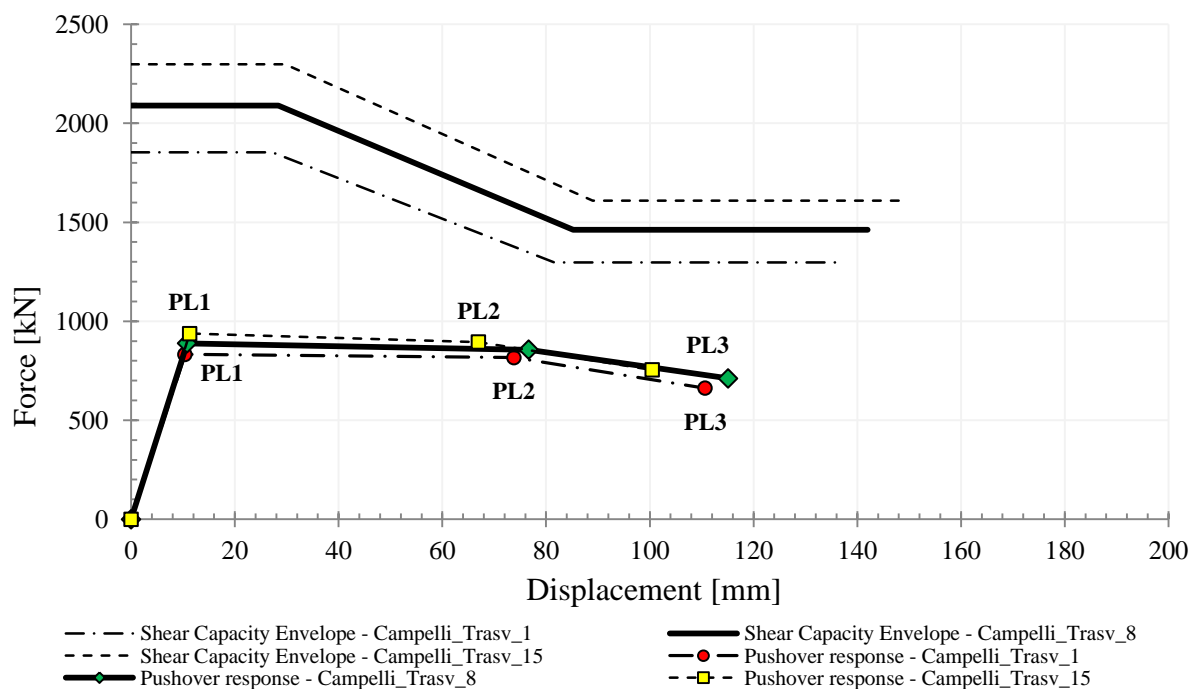
Il collasso viene identificato con il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo pari al 5% e nell'acciaio pari al 4%: questi valori sono conformi con quelli che si possono trovare in letteratura e nella normativa tecnica (nella sezione "edifici esistenti").

Le varie analisi numeriche (statica, push-over e dinamica non lineare in Time-History) sono state effettuate con l'ausilio del programma "Opensees", un programma gratuito che si basa sulla formulazione a fibre degli elementi. Tutte le pile del ponte, sono state modellate come elementi a fibre: le masse delle campate pertinenti alla singola pila sono state considerate come masse aggiuntive in sommità della pila stessa. Come descritto sopra, il vincolo delle pile al suolo è stato simulato con un incastro perfetto al quale, di volta in volta, è stata applicata la serie di accelerogrammi spettrocompatibili. Seguendo la nuova normativa "T.U. 2008", gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali derivanti dai pesi propri di tutti gli elementi strutturali e non strutturali; tali effetti sismici sono poi combinati con le altre azioni, in questo caso solo quelle gravitazionali riconducibili ai pesi propri di tutti gli elementi strutturali e non, tenendone conto nell'analisi dinamica non lineare in Time-History mediante gli effetti P-D sugli elementi.

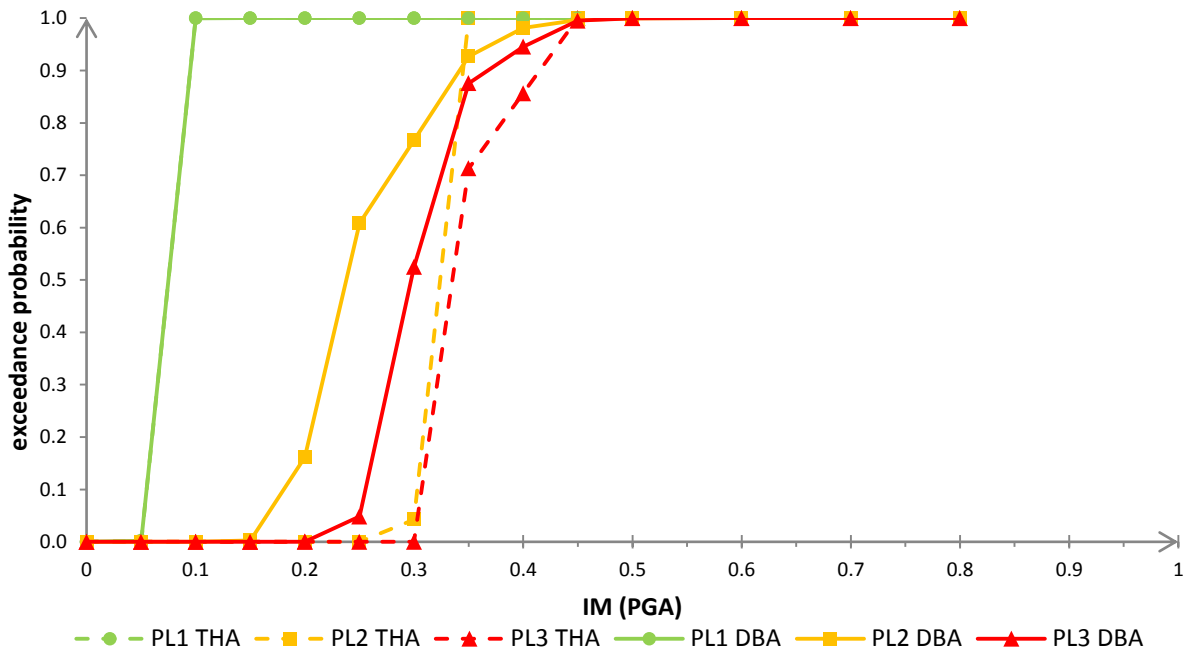
- **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



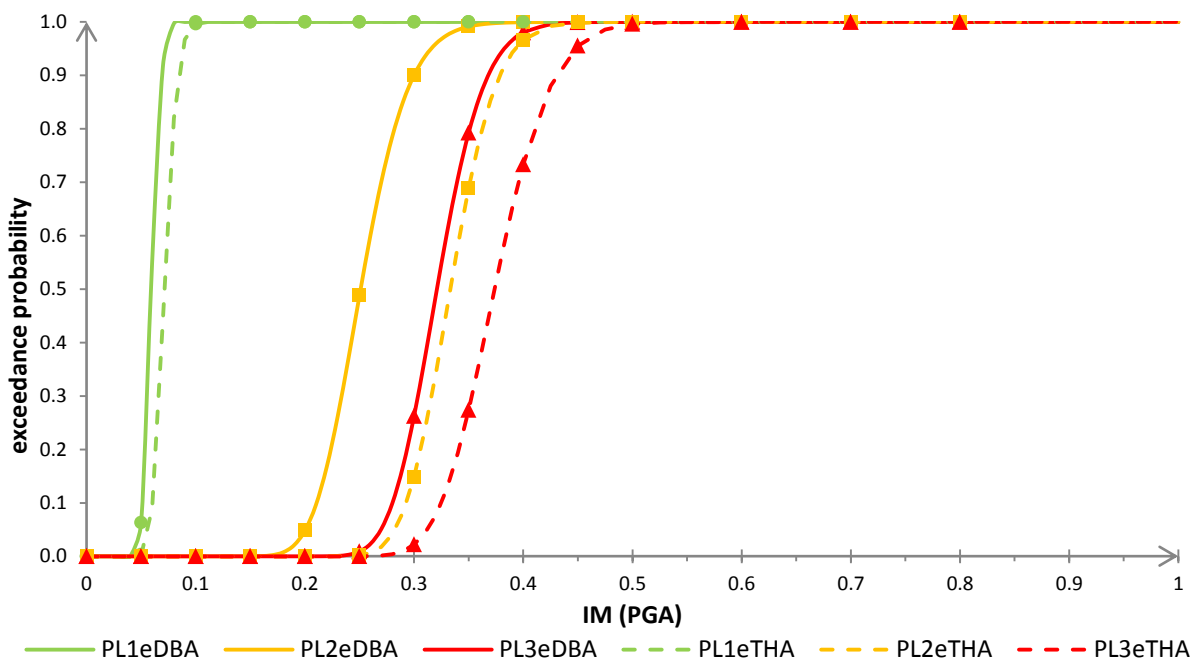
- **Curva di capacità in direzione Trasversale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

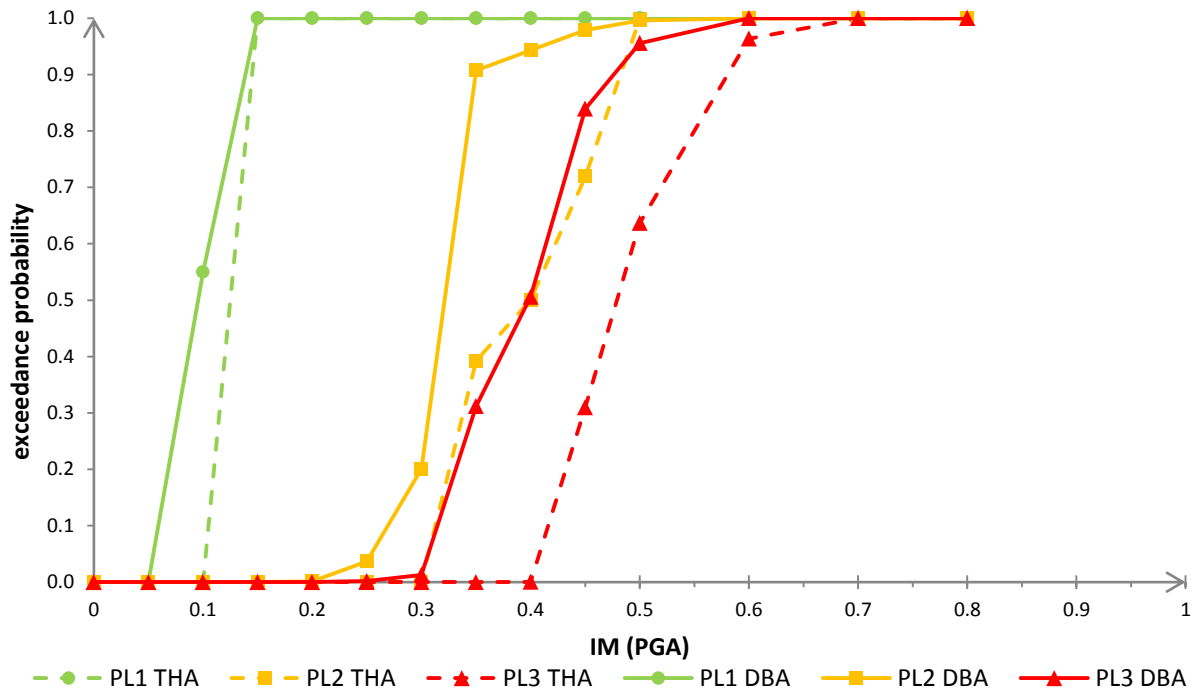


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

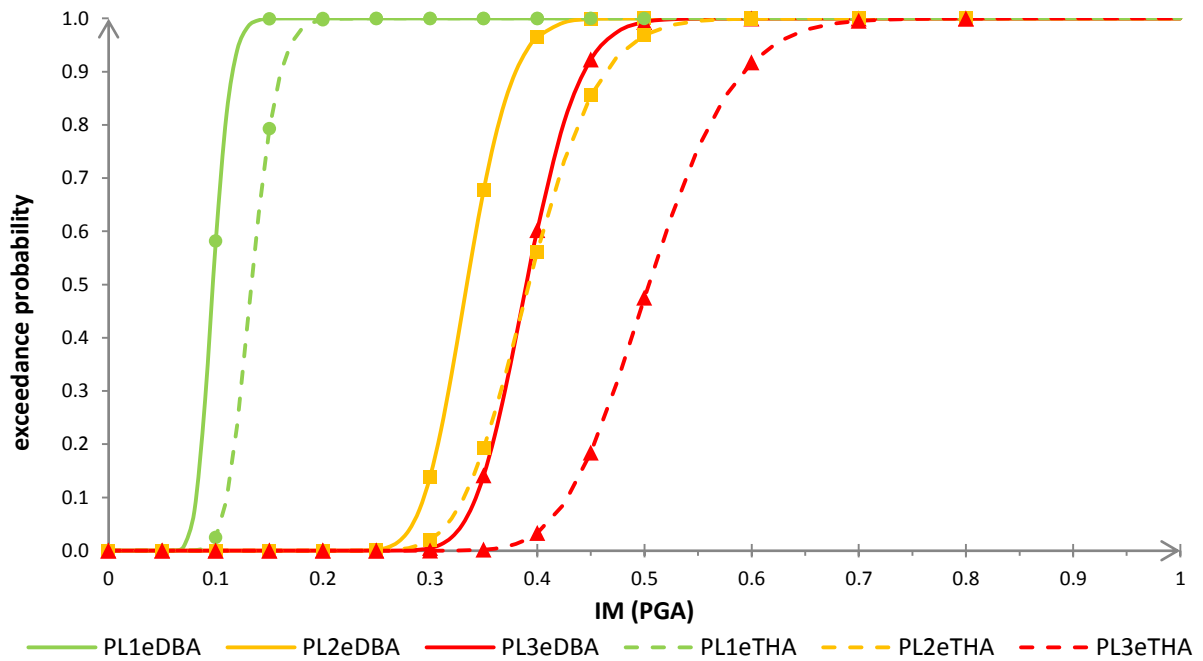


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.059	0.073	0.071	0.126	17.384	41.898
PL2	0.251	0.115	0.333	0.104	24.642	-10.423
PL3	0.321	0.089	0.374	0.112	14.139	20.016

• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 1**



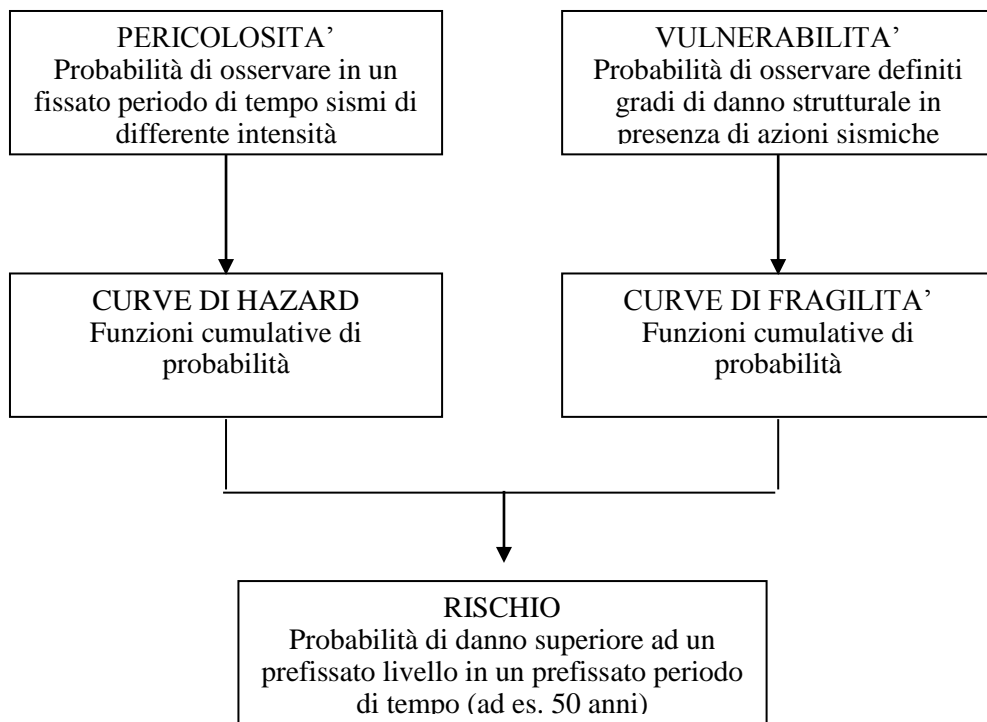
• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 2**



PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.097	0.102	0.133	0.130	27.014	21.400
PL2	0.334	0.078	0.392	0.122	14.717	35.984
PL3	0.390	0.080	0.504	0.122	22.689	34.499

8.3.3 Il Rischio Sismico

Il rischio sismico esprime la probabilità di osservare sul manufatto esaminato un danno superiore a prefissati livelli in un determinato periodo di tempo. Il concetto di rischio sismico è, dunque, più esteso e completo del concetto di vulnerabilità perché il rischio considera non solo l'incertezza relativa al comportamento sismico della struttura, ma anche la probabilità di osservare diversi livelli di scuotimento nella zona dove è ubicato il manufatto, attraverso la curva di pericolosità. Il concetto di rischio sismico è illustrato nel diagramma di flusso seguente:



Il *rischio* rappresenta la probabilità incondizionata di superamento dei prefissati livelli di danno, e si calcola come convoluzione fra la densità di probabilità della pericolosità del sito (che rappresenta lo scuotimento atteso) e la curva di fragilità (che rappresenta la vulnerabilità sismica della struttura):

$$P_l = \int_a P_{fragility}[d > d_l | a] pdf_{hazard} da$$

dove:

- a è l'accelerazione di picco al suolo (PGA);

- $P_{fragility}[d > d_l | a]$ è la probabilità condizionata di superamento dello spostamento d_l e quindi del livello l di danno, per un prefissato livello di accelerazione al suolo a , e dunque è la corrispondente curva di fragilità;

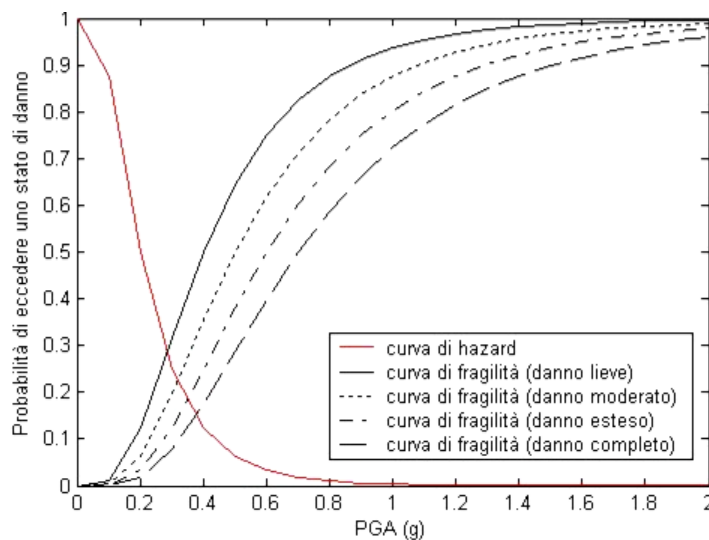
- $pdf_{hazard} = -\frac{dH(a)}{da}$ è la densità di probabilità della pericolosità;

Nel caso in cui la variabile a sia discreta (cioè assuma un numero finito di valori), l'espressione data nell'equazione diventa (teorema della probabilità totale):

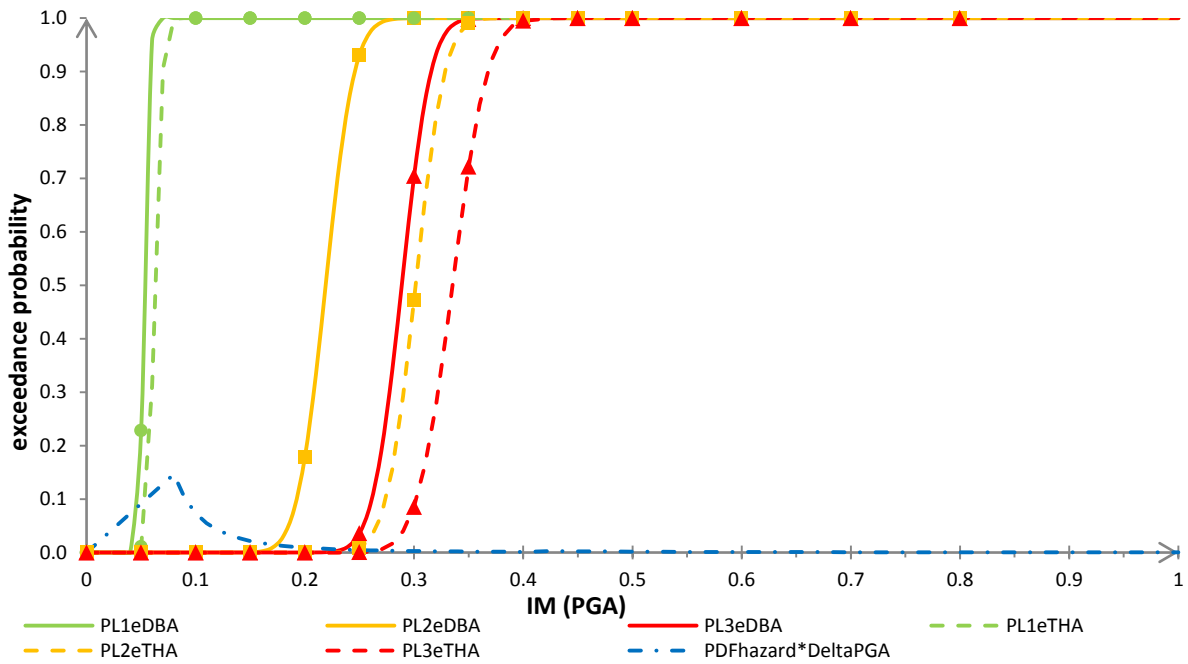
$$P_l = \sum_a P_{fragility}[d > d_l | a] \cdot P_{hazard}(a)$$

[Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..1]

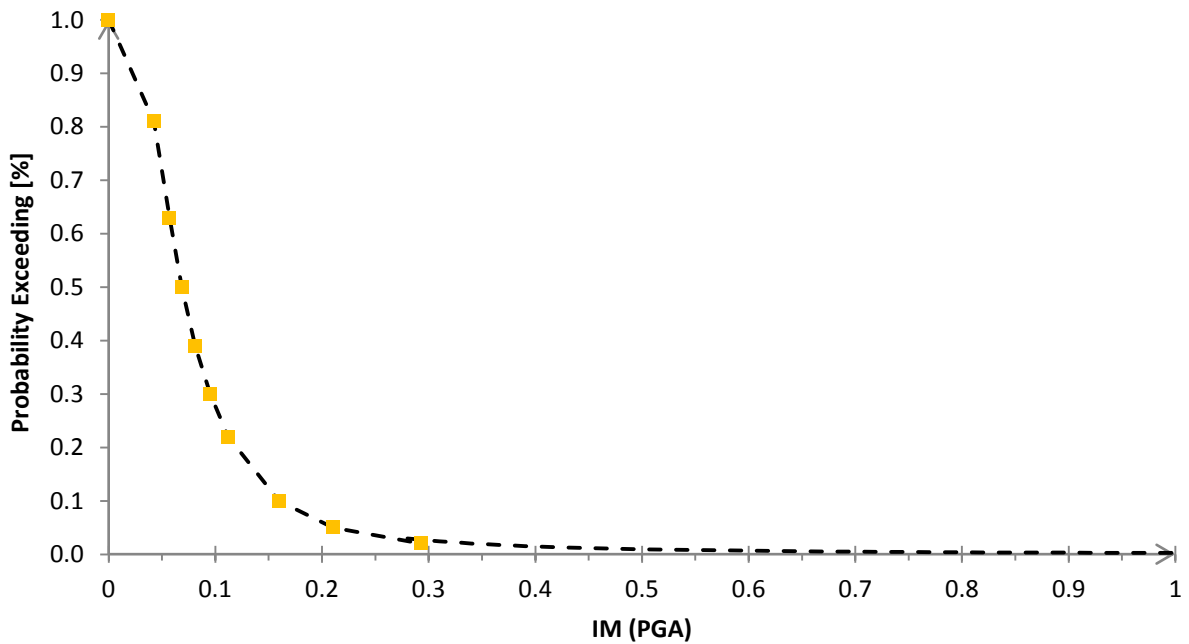
Quindi il rischio così definito considera tutti i possibili valori assunti dall'accelerazione al suolo e le associate probabilità di vulnerabilità della struttura e pericolosità del sito. In figura sono riportate a titolo di esempio, le curve di fragilità di un particolare manufatto per 4 livelli di danno e la curva di pericolosità del sito.



• **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Campelli” – Metodo 2**



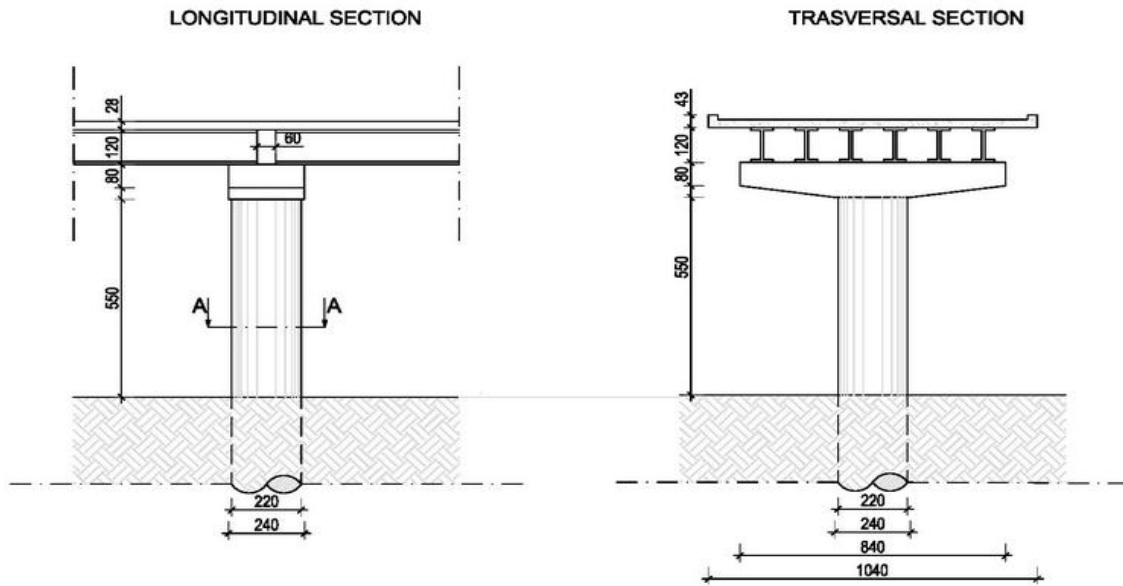
• **Curva di Hazard del Ponte “Campelli”**



THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.710
PL2	0.038
PL3	0.031

DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.757
PL2	0.076
PL3	0.042

- 2.1.1b – Ponte “Rio Ghisel”



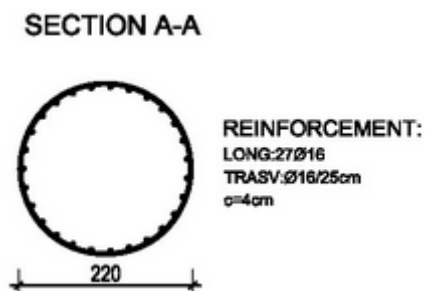
- SUMMARY OF BRIDGE:

Table 2 - Location of the bridge

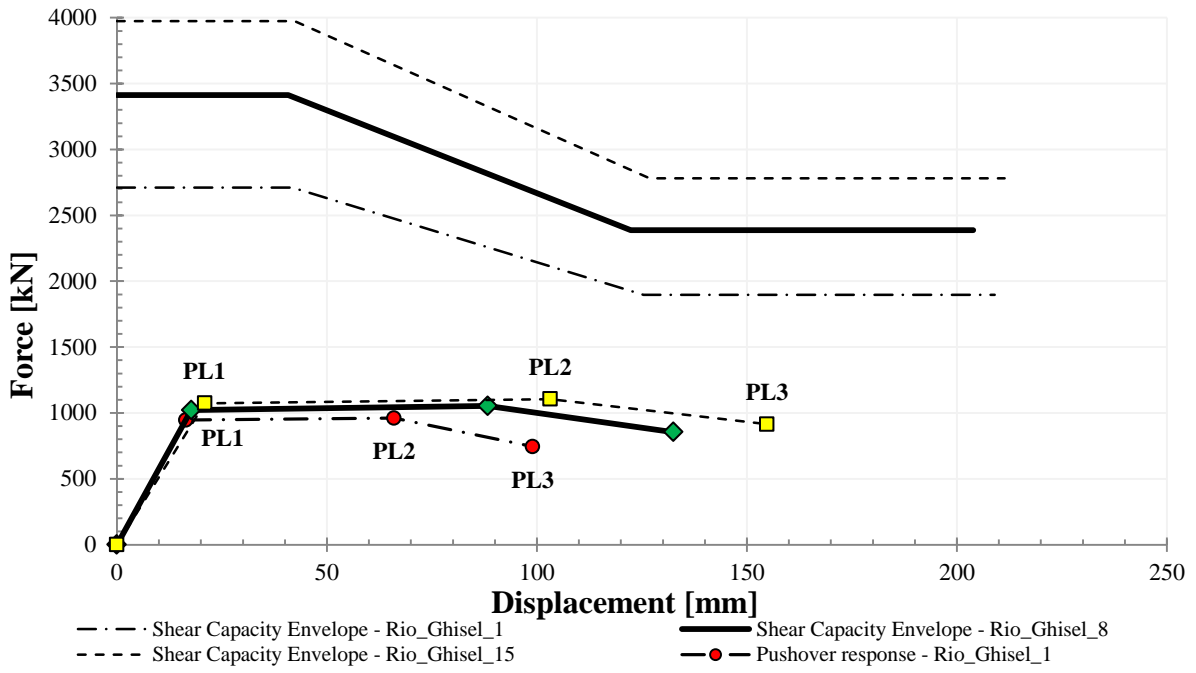
LOCATION		
N:	46° 22' 60"	[grad]
E:	11° 58' 39"	[grad]
Country	Cencenighe	[-]
Province	Belluno	[-]
Road	S.R. 203	[-]
Km	39+056	[km]

Table 2 - Data of the bridge

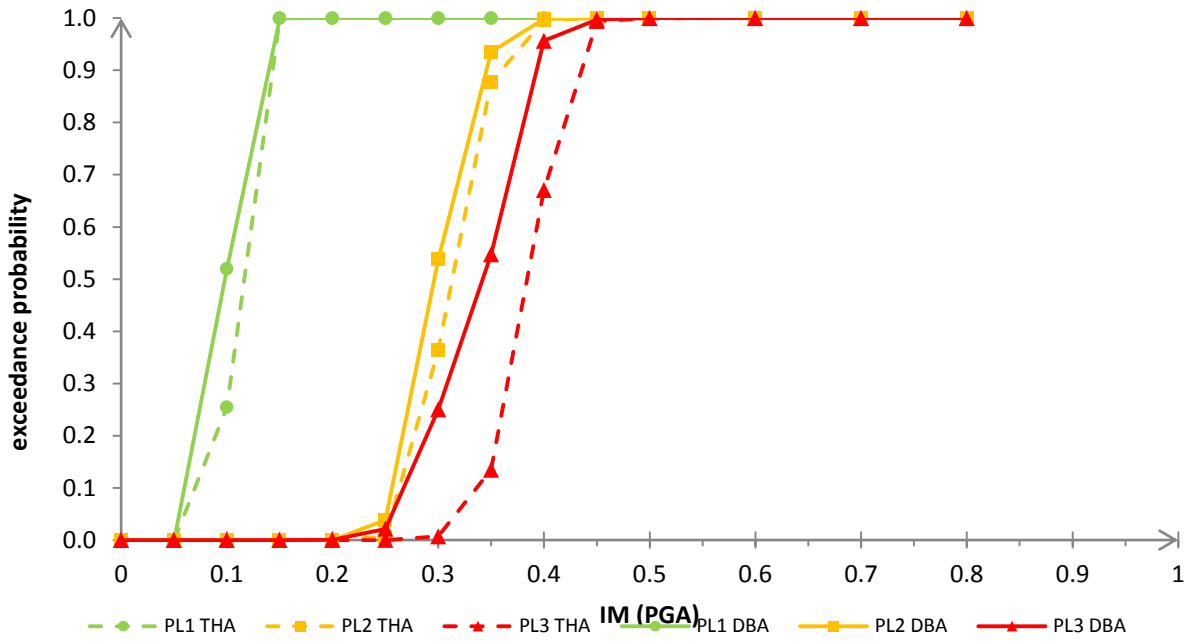
PIER		
n° trasv. Pier	1	[-]
Pier Type	Single Bent -Circular	[-]
D	2.20	[m]
H	6.50	[m]
Fcm	40.92	[MPa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Tr. Reinf	Ø10/25cm	[-]
Long. Reinf.	20Ø25	[-]
DECK		
Span Length	16.40	[m]
n° Span	5	[-]
Width	10.00	[m]
Material	Pr.concrete	[-]
Mass	3600	[t]
STATIC SCHEME		
Multispan simply supported		



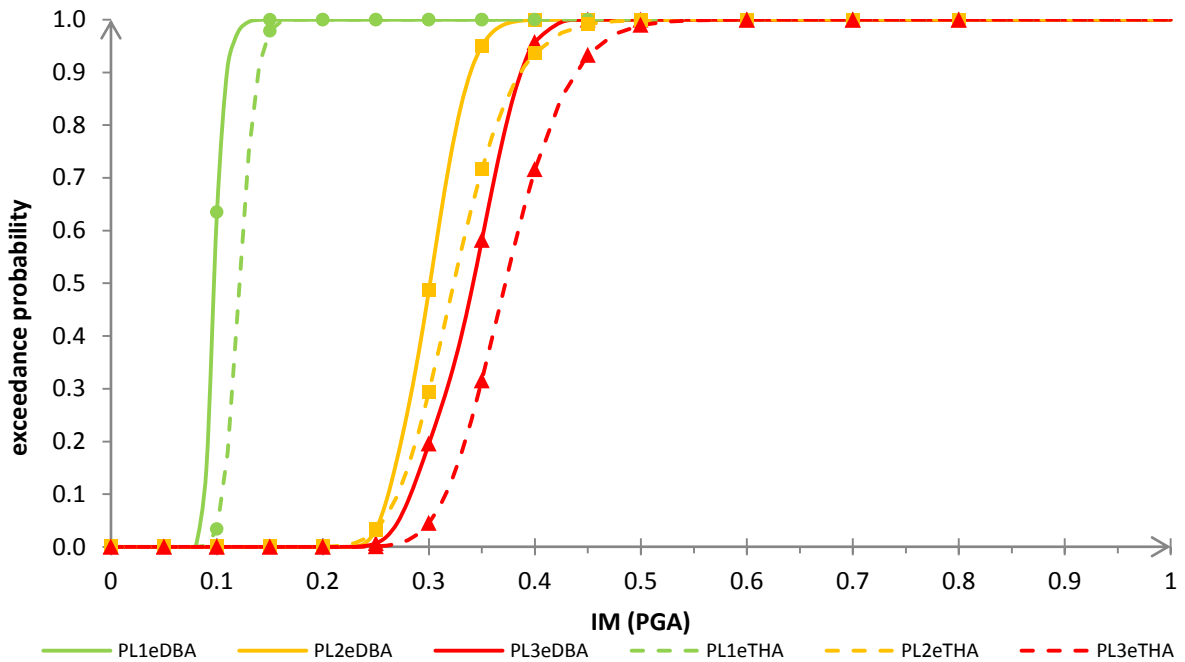
- **Curva di capacità in direzione Longitudinale - Trasversale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale/Trasversale – Metodo 1**

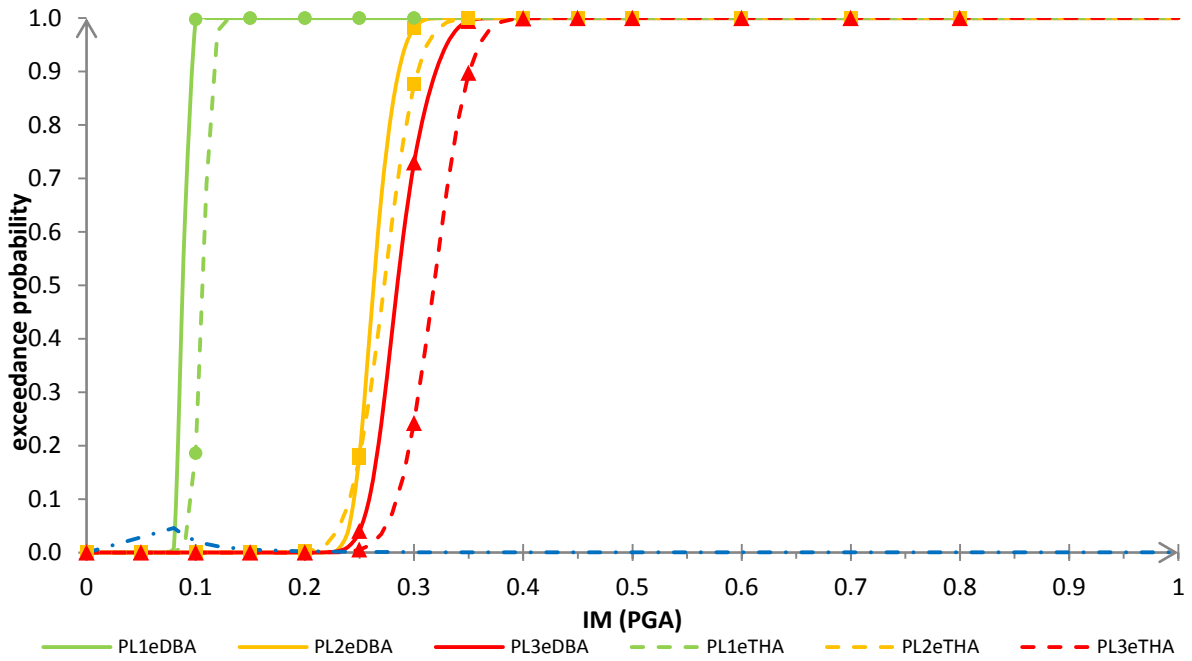


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale/Trasversale – Metodo 2**

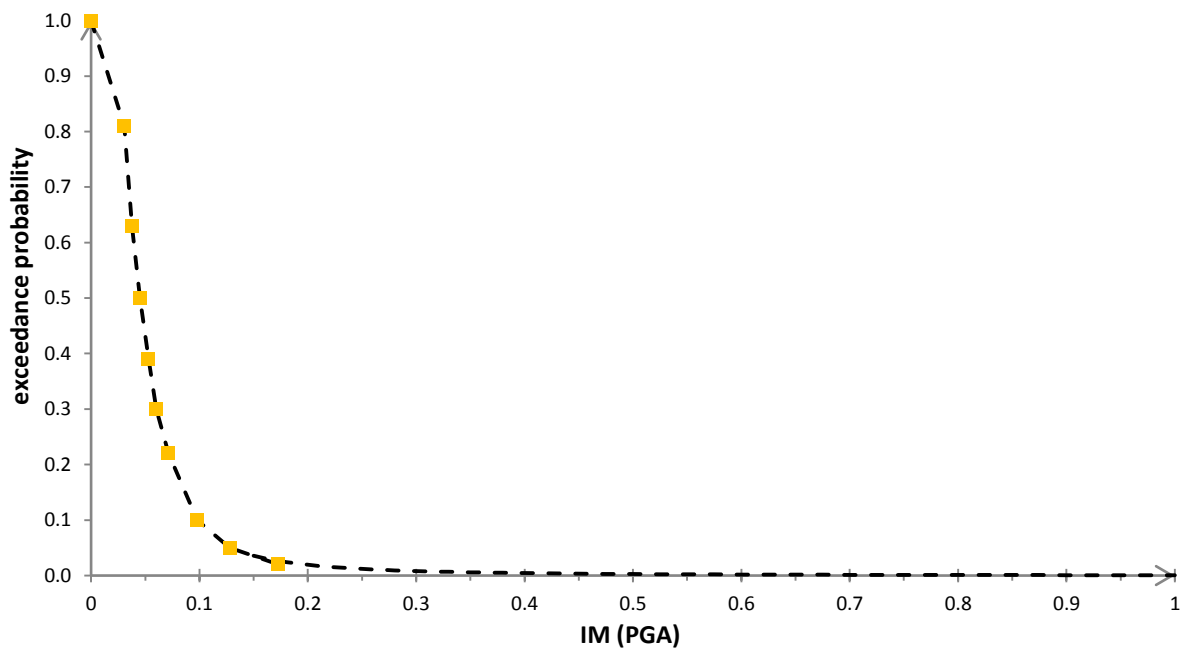


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.097	0.057	0.121	0.127	19.851	55.254
PL2	0.301	0.068	0.323	0.175	6.928	61.172
PL3	0.342	0.070	0.372	0.157	8.172	55.244

- **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Rio Ghisel” – Metodo 2**



- **Curva di Hazard del Ponte “Rio Ghisel”**

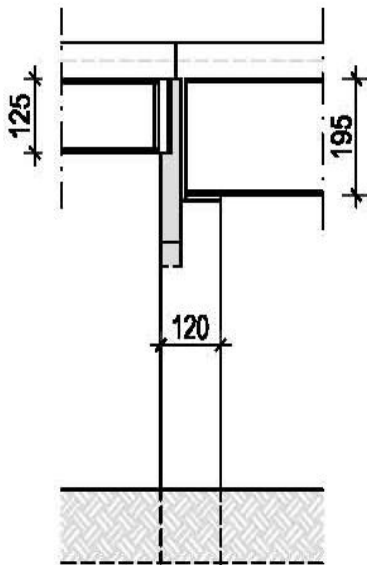


THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.085
PL2	0.010
PL3	0.007

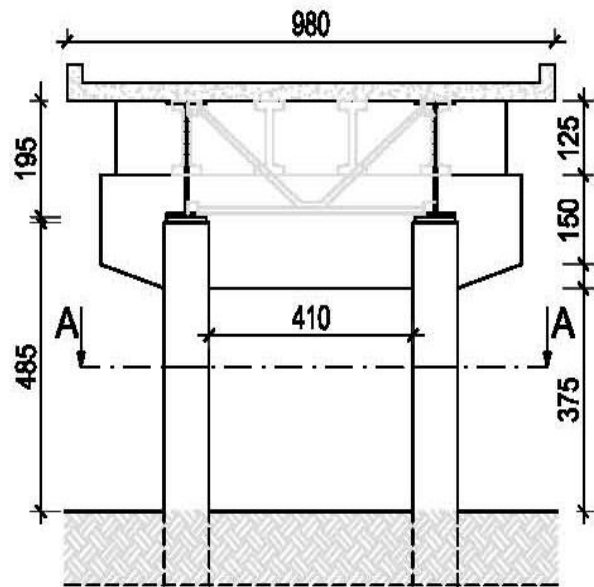
DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.127
PL2	0.011
PL3	0.009

- 2.1.3a - Ponte "Cavalcavia A27"

LONGITUDINAL SECTION



TRASVERSAL SECTION



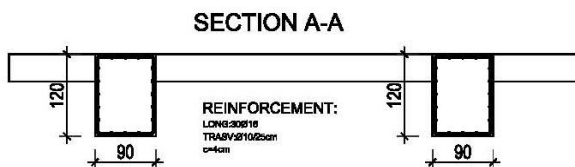
- SUMMARY OF BRIDGE:

Table 3 - Location of the bridge

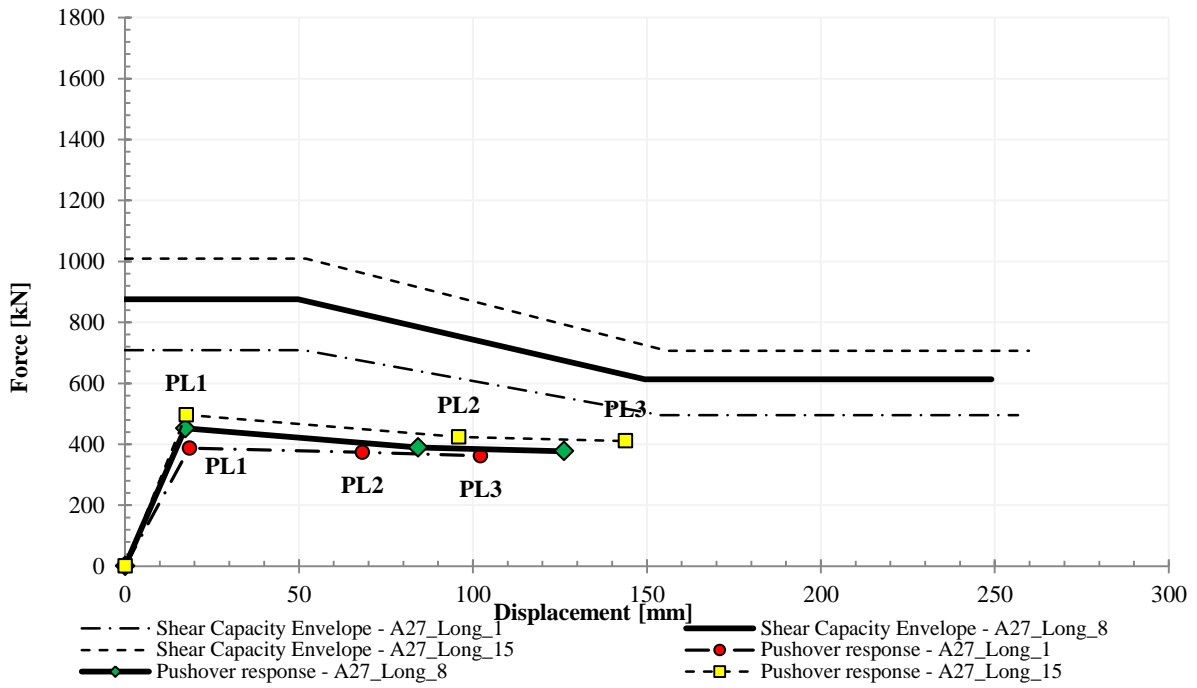
LOCATION		
N:	45° 38' 52"	[grad]
E:	12° 18' 60"	[grad]
Country	Silea	[-]
Province	Treviso	[-]
Highway	S.R. 89	[-]
Km	2+778	[km]

Table 2 - Date of the bridge

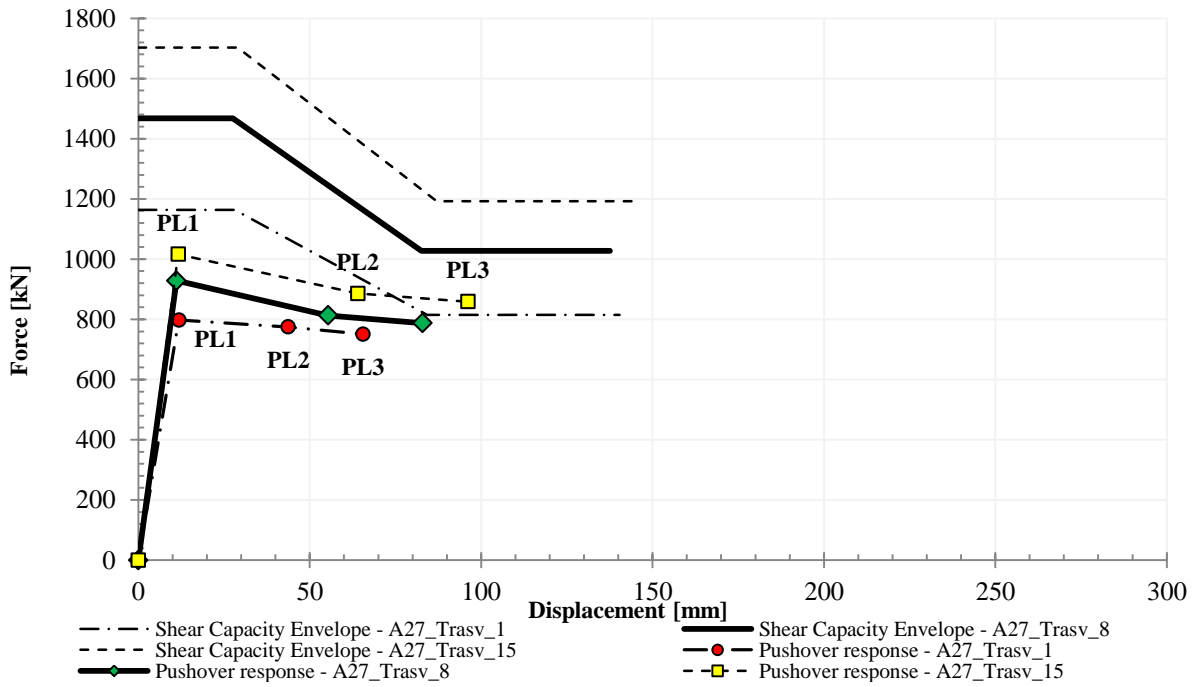
PIER		
n° trasv. Pier	2	[-]
Pier Type	PF2 – SR	[-]
BT	0.90	[m]
BL	0.90	[m]
H	3.75	[m]
Fcm	26.14	[Mpa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Reinf. Trasn.	Ø12/30cm	[-]
Reinf.Long.	13Ø20	[-]
DECK		
Span Length	37.50	[m]
n° Span	2-3	[-]
Width	10.00	[m]
Material	DCS	[-]
Mass	290	[t]
BRIGDE		
StatiScheme	M_SIMPLE	[-]



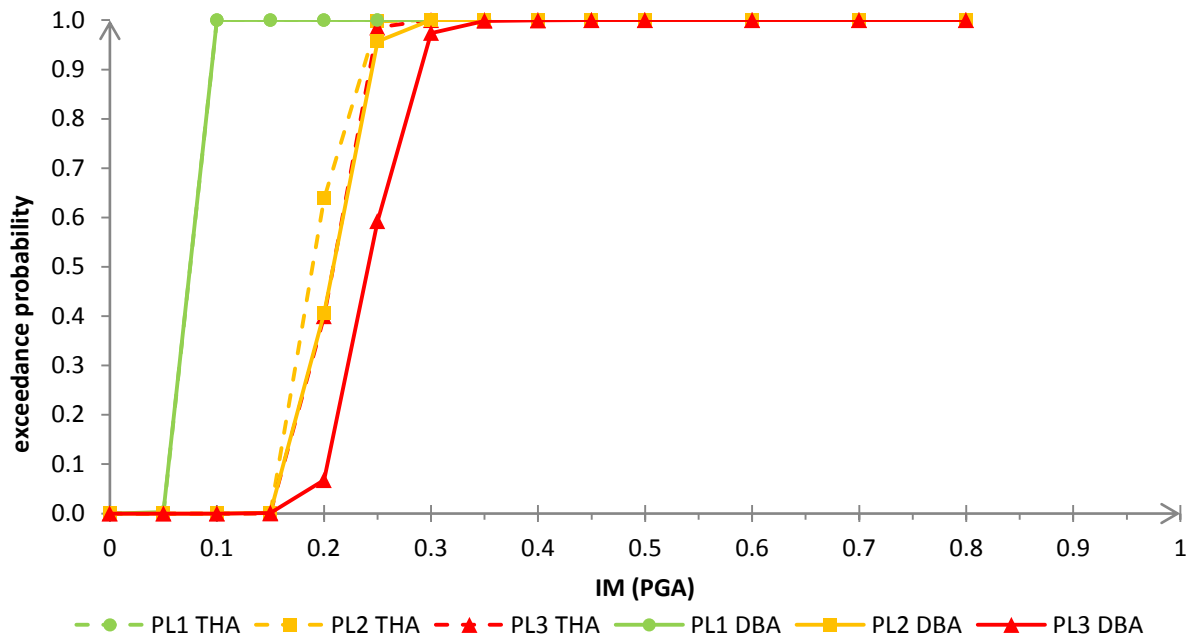
- **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



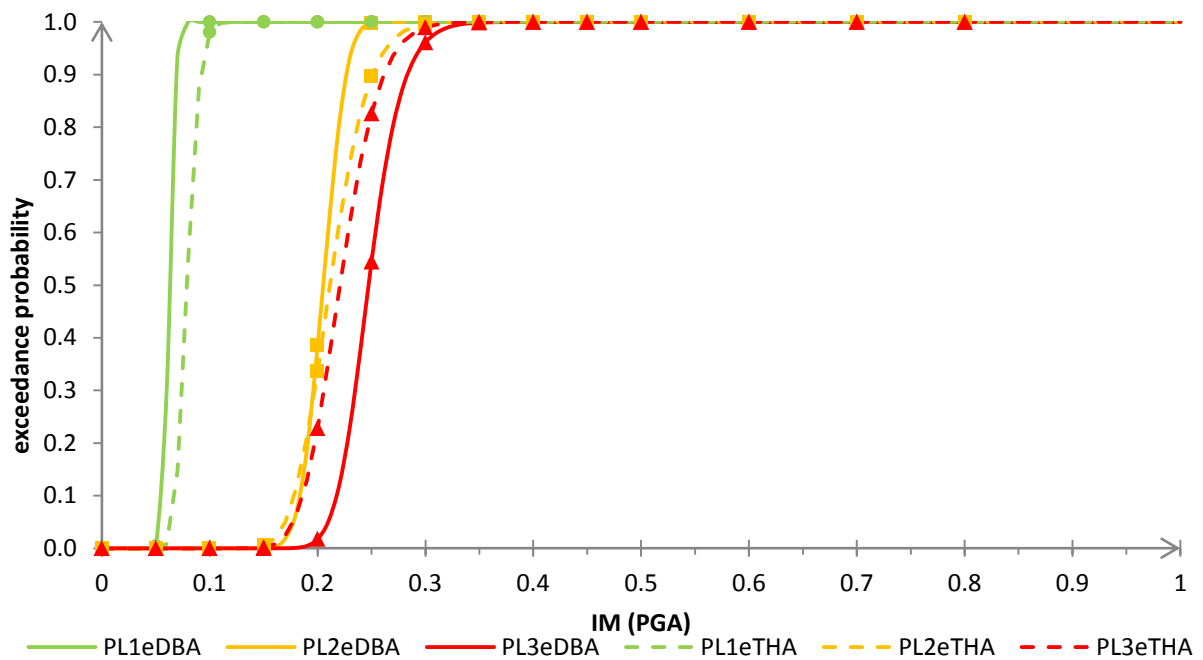
- **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

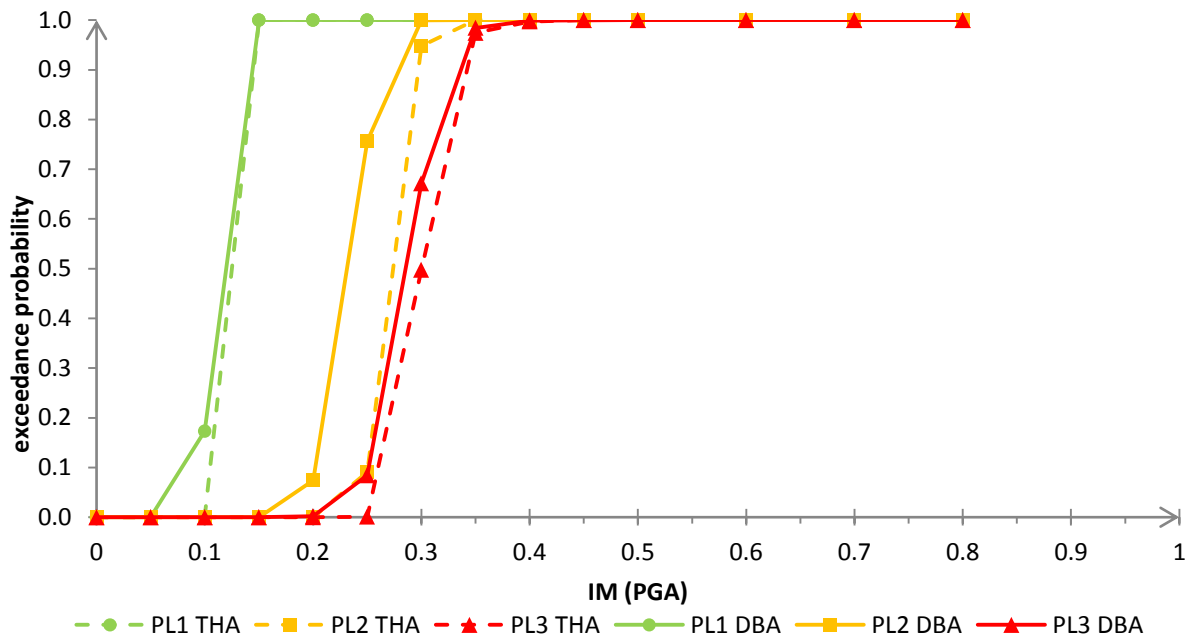


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

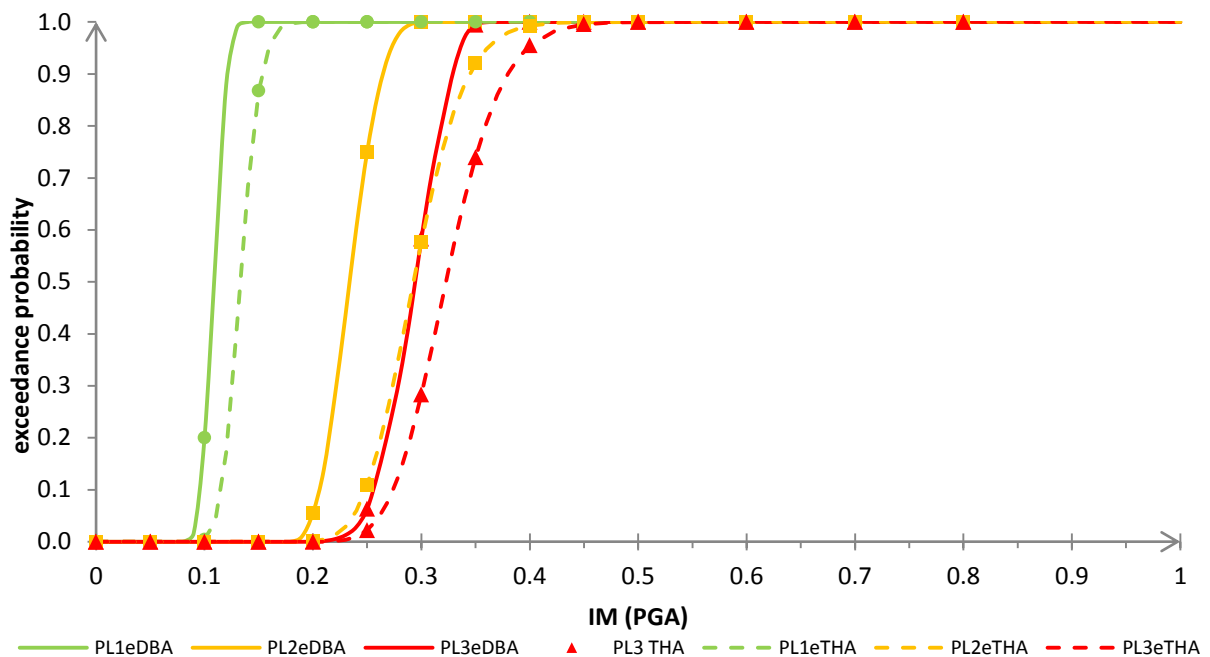


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.063	0.042	0.079	0.125	19.864	66.255
PL2	0.205	0.049	0.212	0.152	3.004	67.516
PL3	0.247	0.082	0.221	0.148	-12.014	44.508

• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

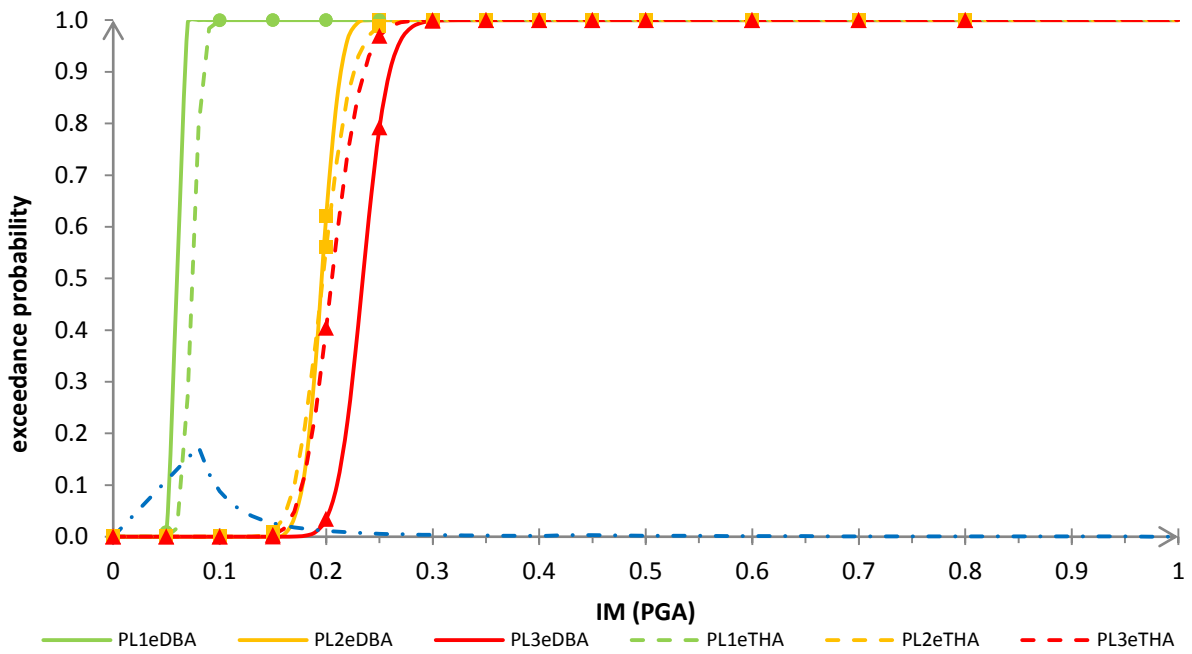


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

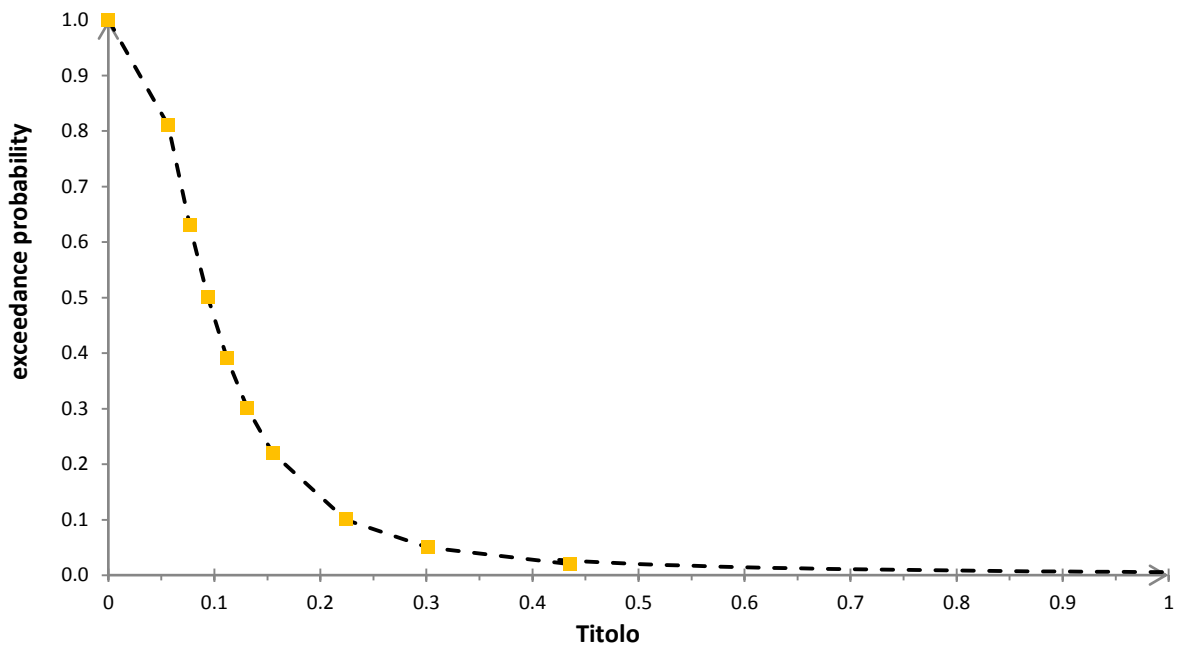


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.109	0.040	0.133	0.115	18.250	65.299
PL2	0.234	0.041	0.293	0.141	20.109	71.074
PL3	0.294	0.041	0.323	0.143	8.812	71.200

- **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Cavalcavia A27” – Metodo 2**



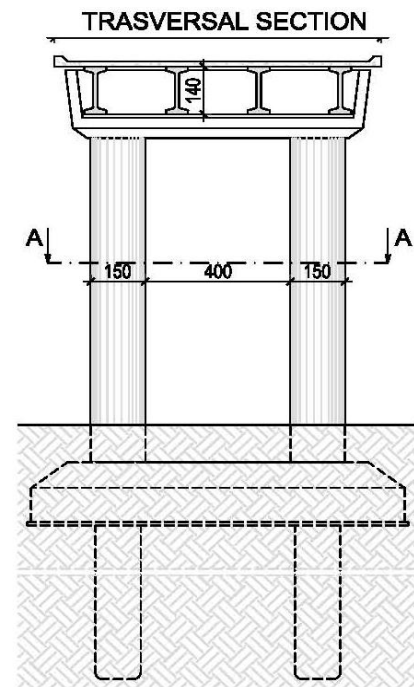
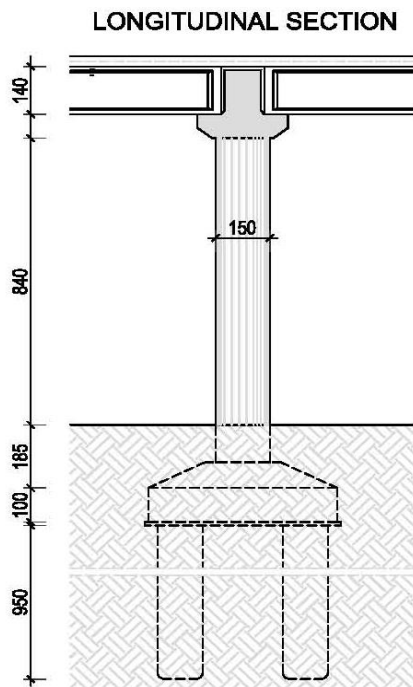
- **Curva di Hazard del Ponte “Cavalcavia A27”**



THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.756
PL2	0.119
PL3	0.109

DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.830
PL2	0.119
PL3	0.083

- 2.1.3b – Ponte “Cavalcavia Vittorio Veneto”



- SUMMARY OF BRIDGE:

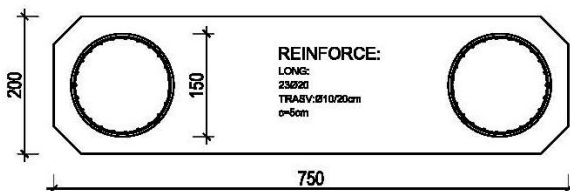
Table 4 - Location of the bridge

LOCATION		
N:	45° 53' 59"	[grad]
E:	11° 56' 52"	[grad]
Country	Alano di Piave	[-]
Province	Belluno	[-]
Road	S.P. 32	[-]
Km	0+429	[km]

Table 2 – Bridge data

PIER		
Pier Type	Multiple Bent	[-]
D	1.50	[m]
H	9.50	[m]
Fcm	51.72	[MPa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Transv. Reinf.	Ø10/20 cm	[-]
Long. Reinf.	22Ø20	[-]

SECTION A-A

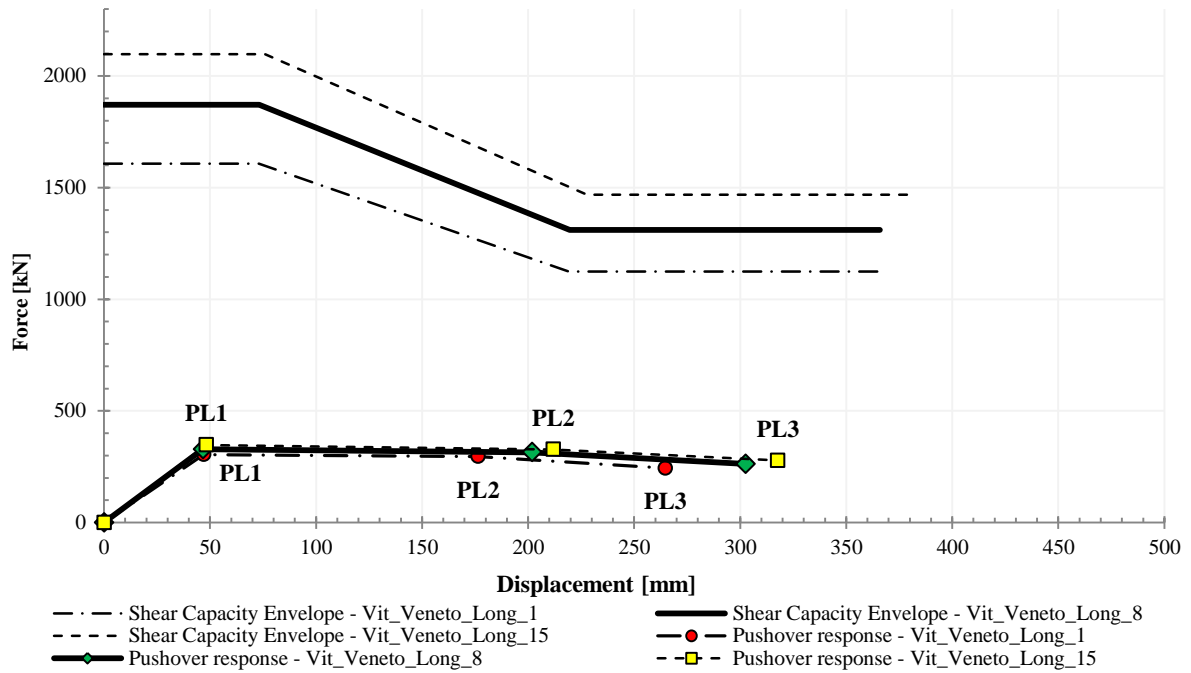


DECK		
Span Length	23.73	[m]
No. of Spans	21	[-]
Width	9.00	[m]
Material	Pr.concrete	[-]
Mass	310	[t]

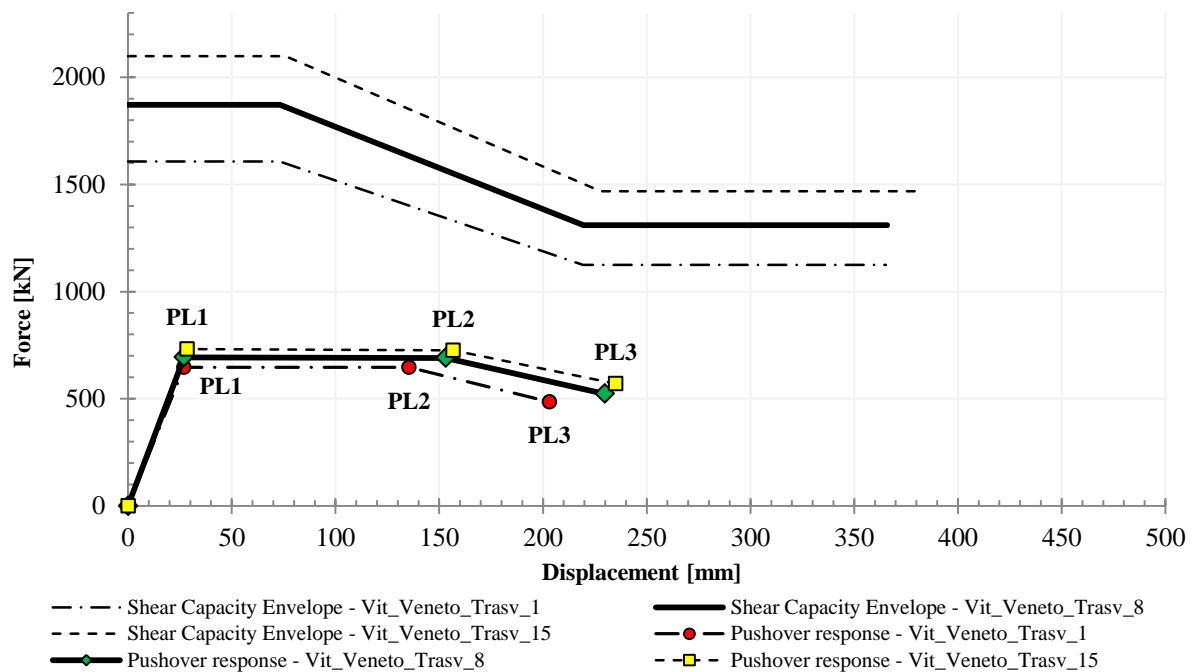
STATIC SCHEME

Multispan Simply-Supported

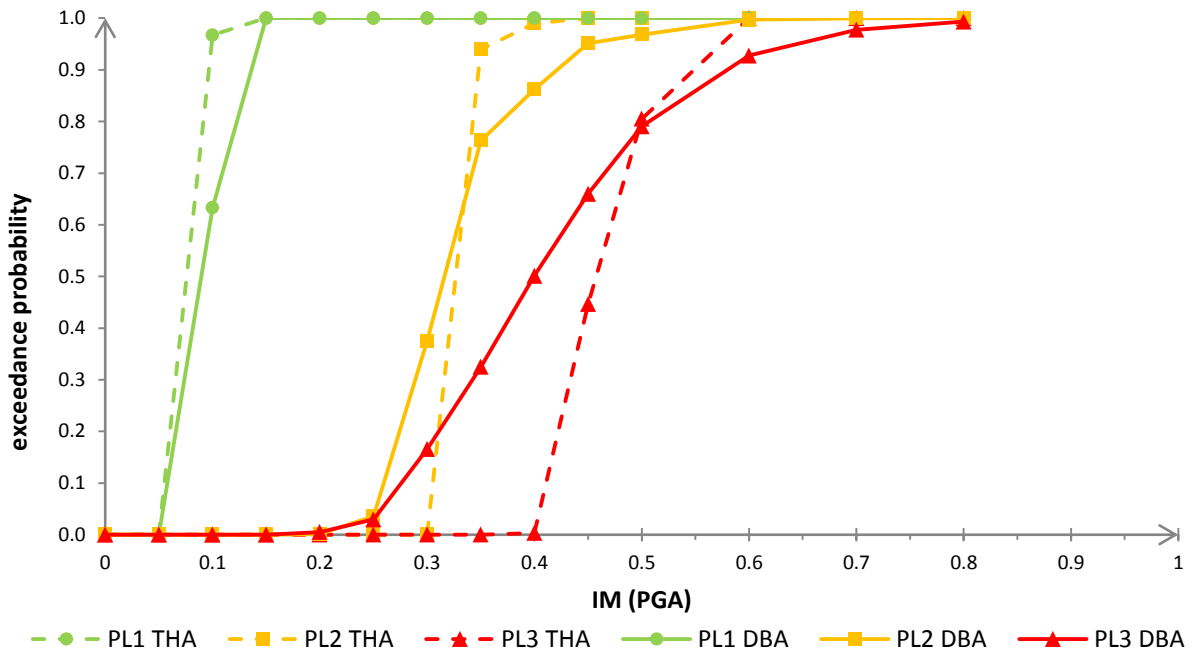
- **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



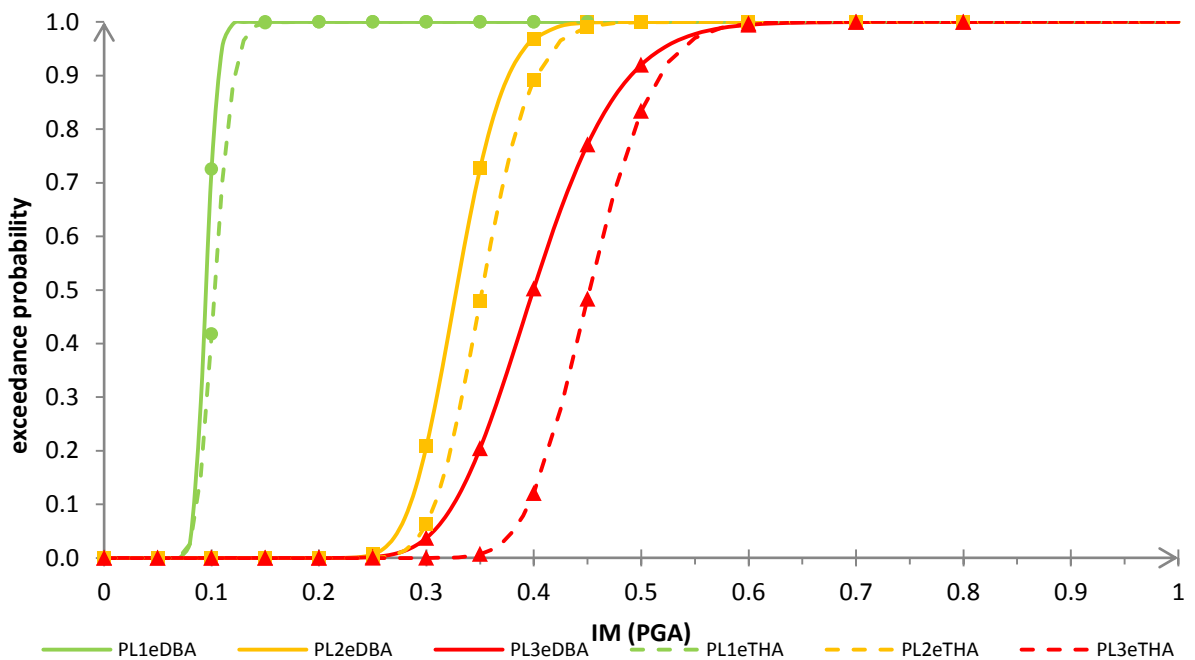
- **Curva di capacità in direzione Trasversale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

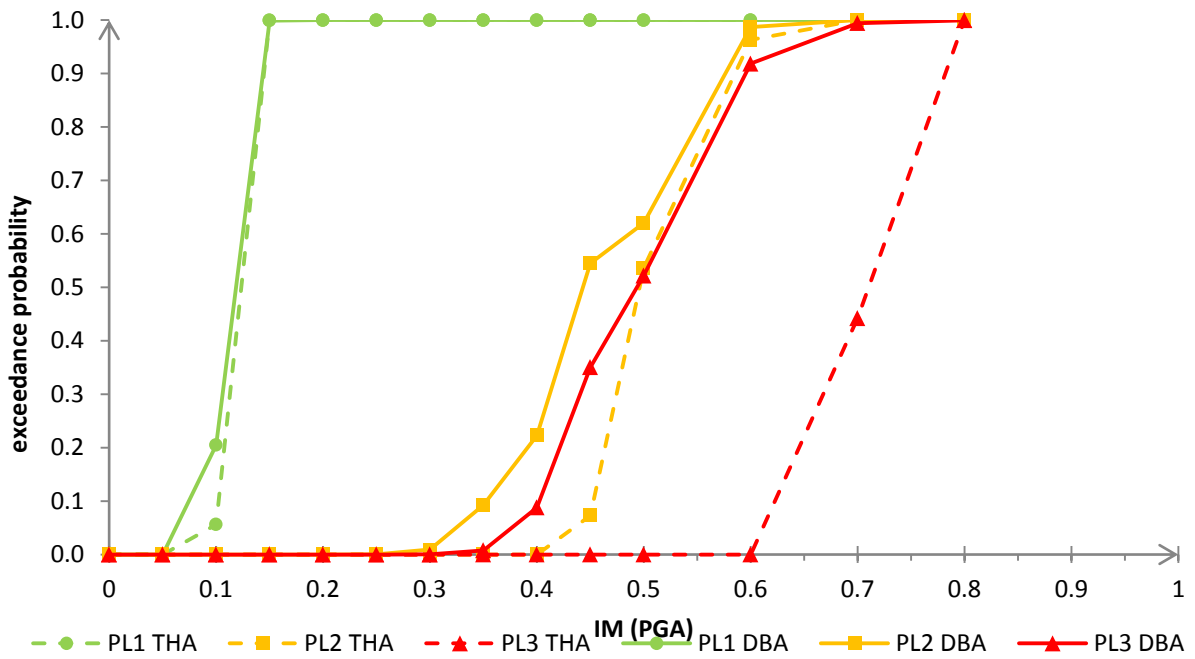


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

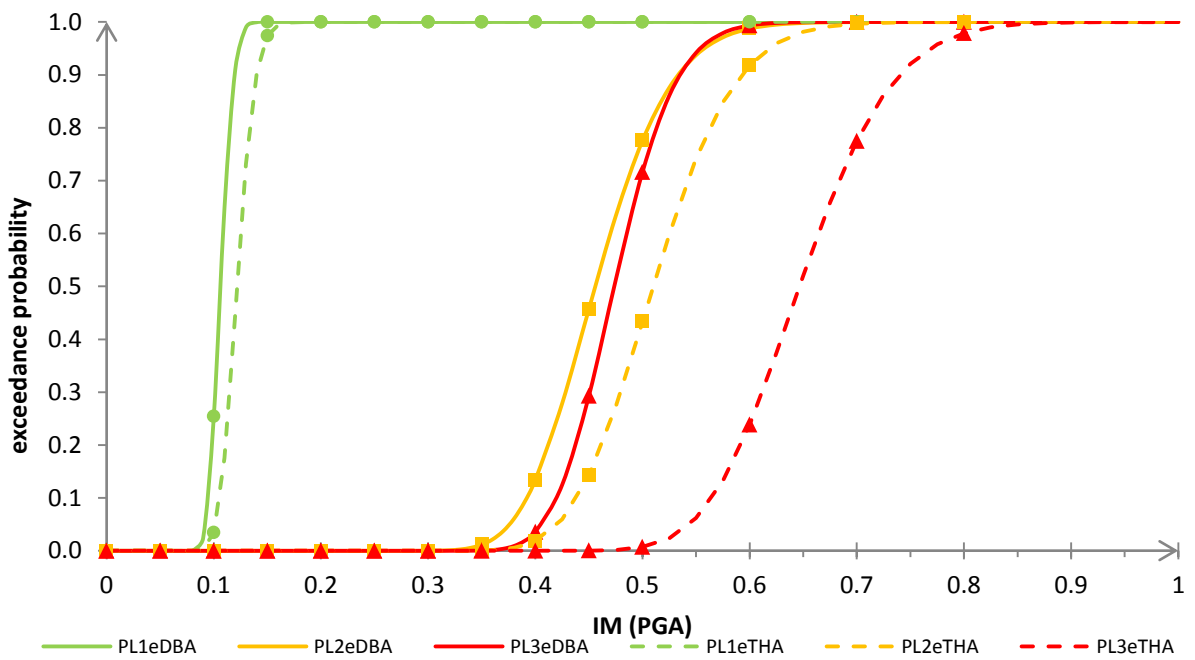


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.095	0.065	0.103	0.131	7.857	50.666
PL2	0.328	0.100	0.352	0.110	6.808	9.138
PL3	0.400	0.167	0.452	0.107	11.608	-56.298

• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 1**

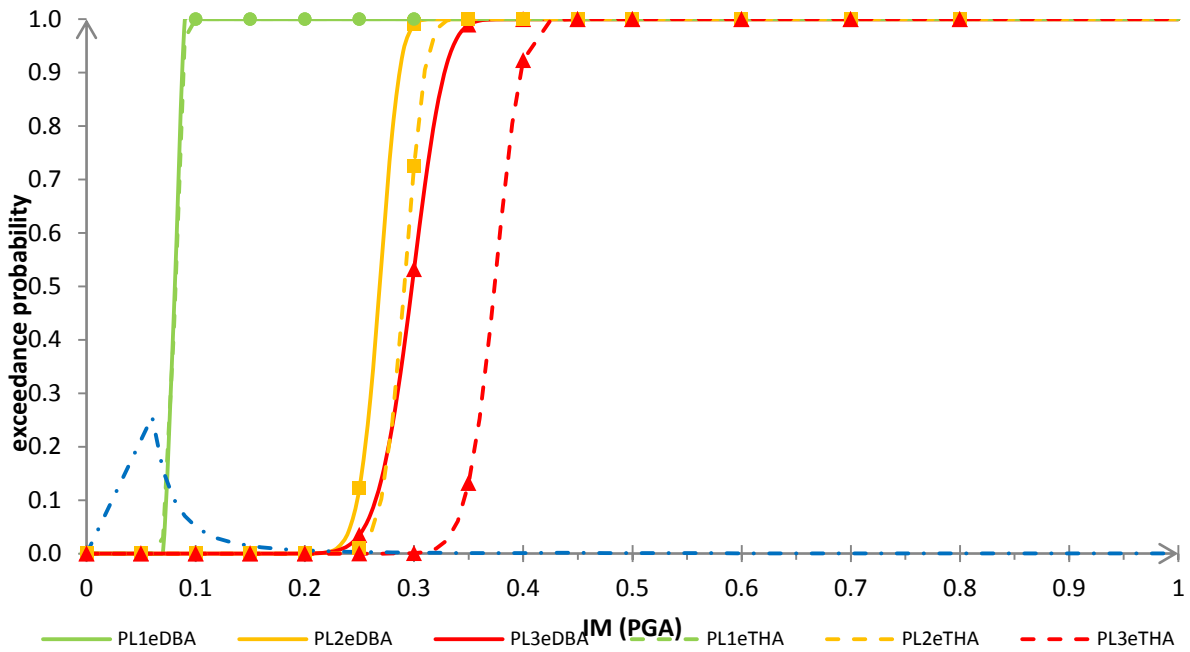


• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 2**

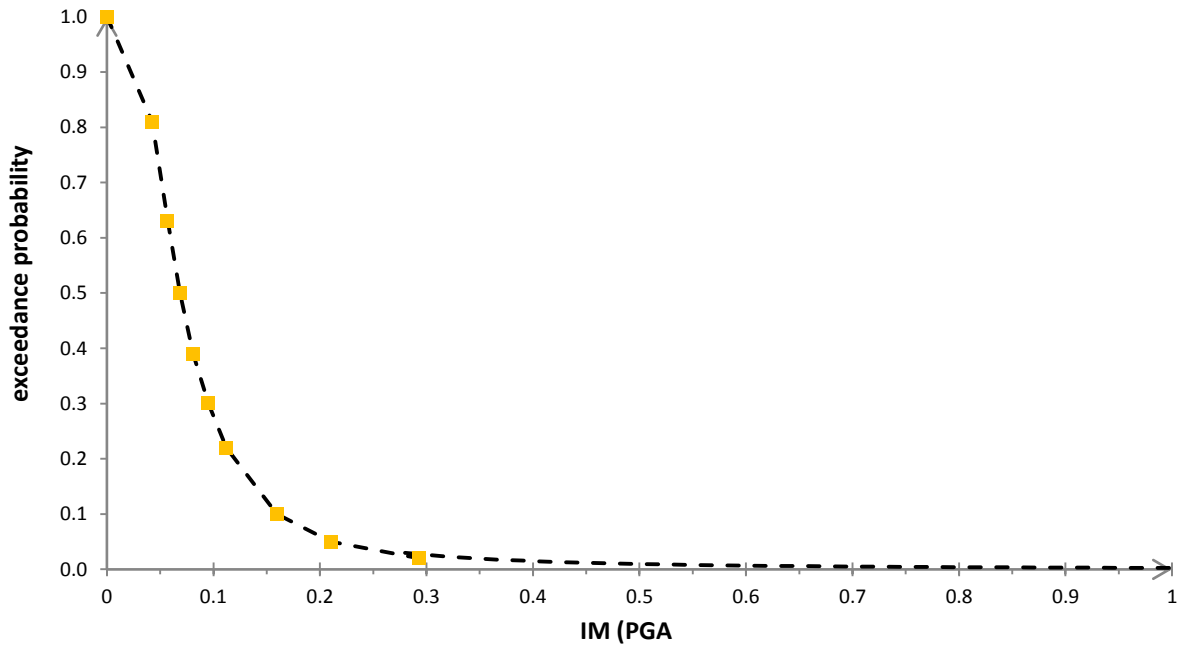


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.106	0.059	0.122	0.109	12.773	45.943
PL2	0.456	0.098	0.510	0.117	10.582	16.429
PL3	0.474	0.070	0.647	0.106	26.741	33.736

• **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Cavalcavia Vittorio Veneto” – Metodo 2**



• **Curva di Hazard del Ponte “Cavalcavia Vittorio Veneto”**

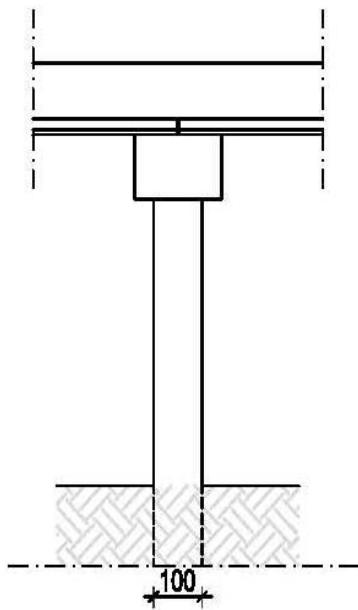


THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.384317617
PL2	0.0264765
PL3	0.015187505

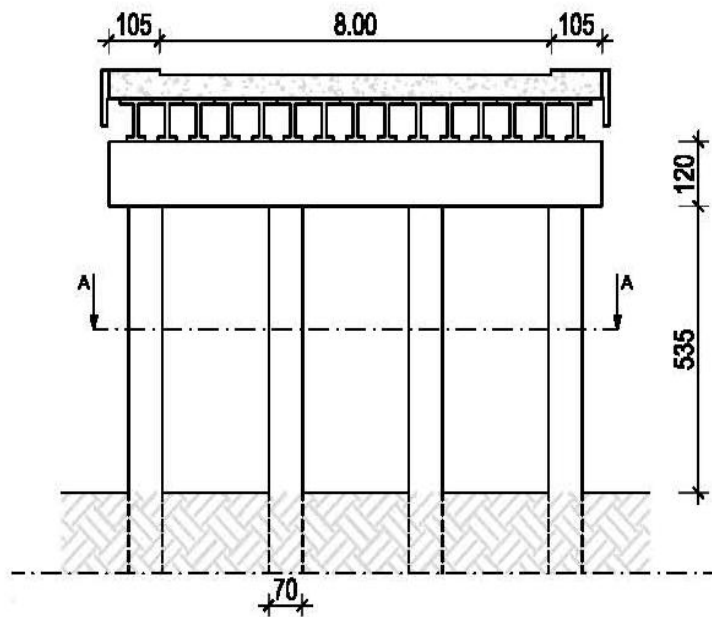
DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.3862563
PL2	0.0315495
PL3	0.025539

- 2.1.4a – Ponte sulla S.P. 248 “Schiavonesca-Marosticana”

LONGITUDINAL SECTION



TRASVERSAL SECTION



- SUMMARY OF BRIDGE:

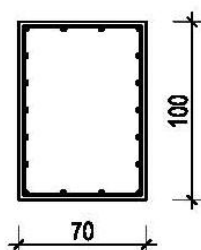
Table 5 - Location of the bridge

LOCATION		
N:	45° 46' 49"	[grad]
E:	12° 04' 02"	[grad]
Country	Montebelluna	[-]
Province	Treviso	[-]
Road	S.R. 348	[-]
Km	17+710	[km]

Table 2 – Bridge data

PIER			
n° trasv. Pier	4		[-]
Pier Type	PFM – SR		[-]
BT	0.70		[m]
BL	1.00		[m]
H	5.33		[m]
Fcm	28.73		[MPa]
Reinf. Steel	FeB44k		[-]
Reinf. Trasv.	Ø10/20 cm		[-]
Reinf.Long.	18Ø20		[-]
DECK			
Span Length	16.14		[m]
No. of Spans	3		[-]
Width	10.00		[m]
Material	Pr.concrete		[-]
Mass	225		[t]
STATIC SCHEME			
Multispan simply supported			

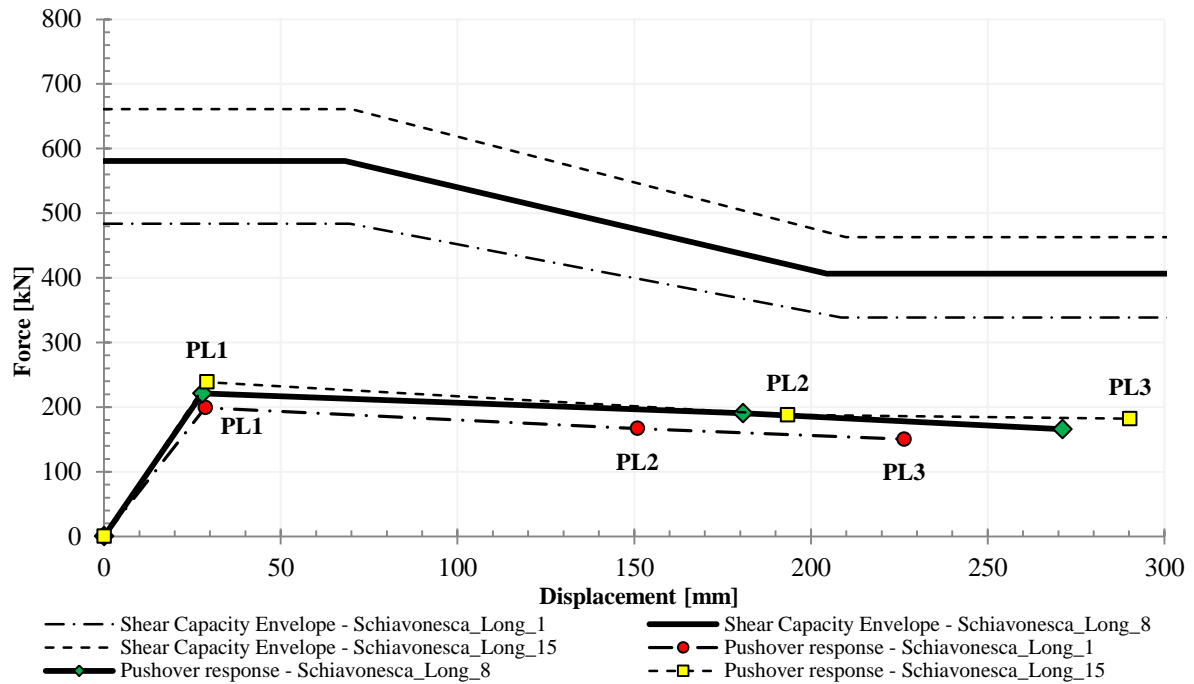
SECTION A-A



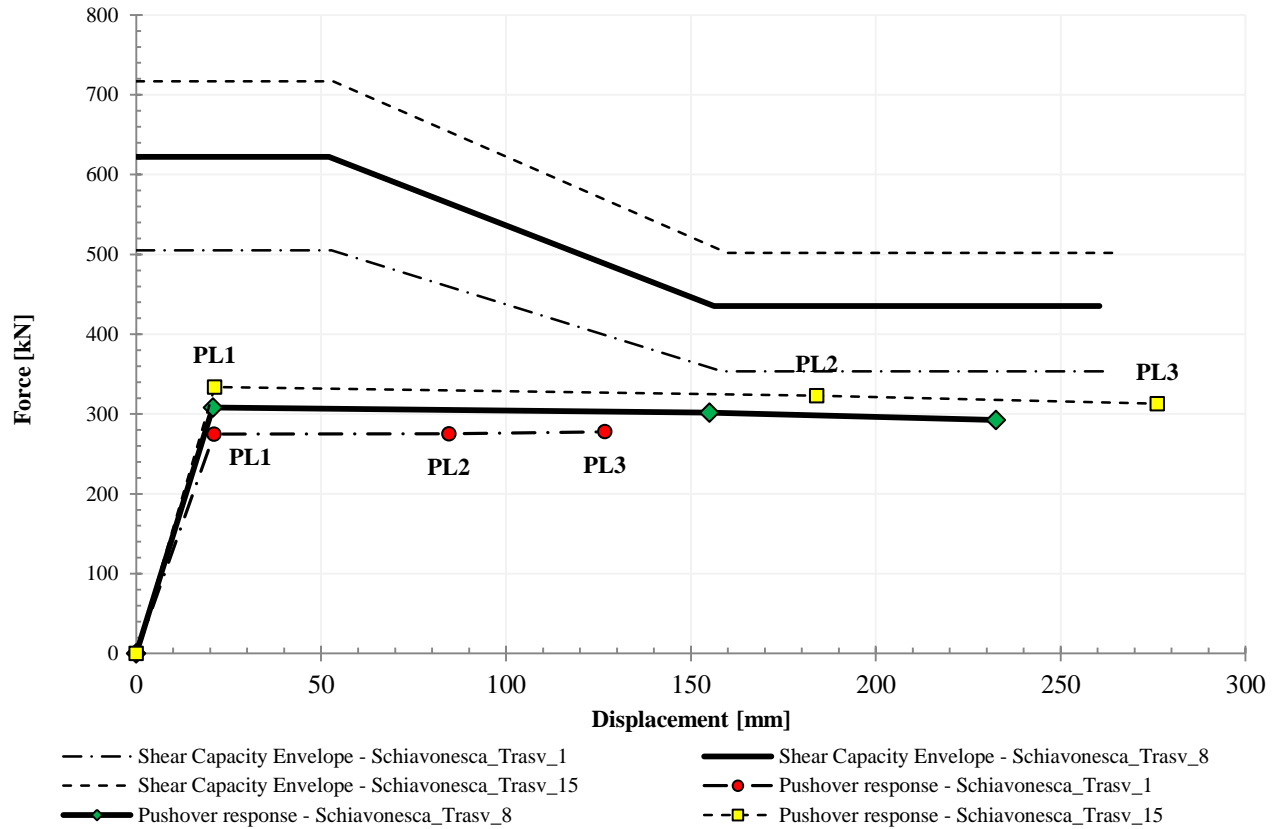
REINFORCEMENT:

LONG: 18Ø20
 TRASV: Ø10/20cm
 c=8cm

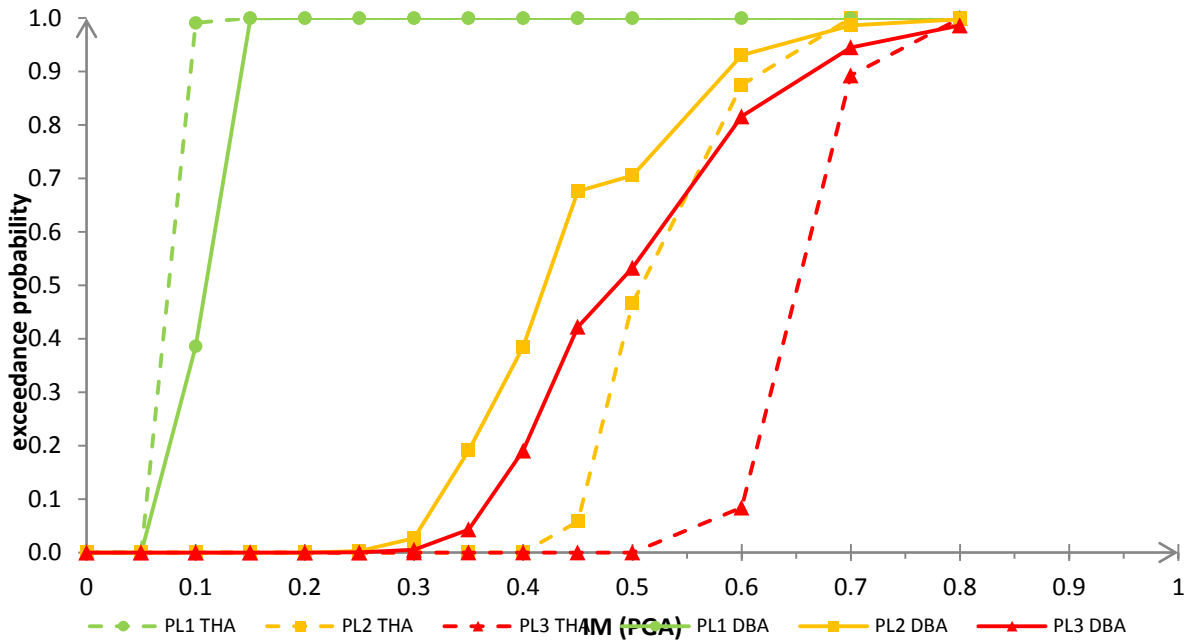
• **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



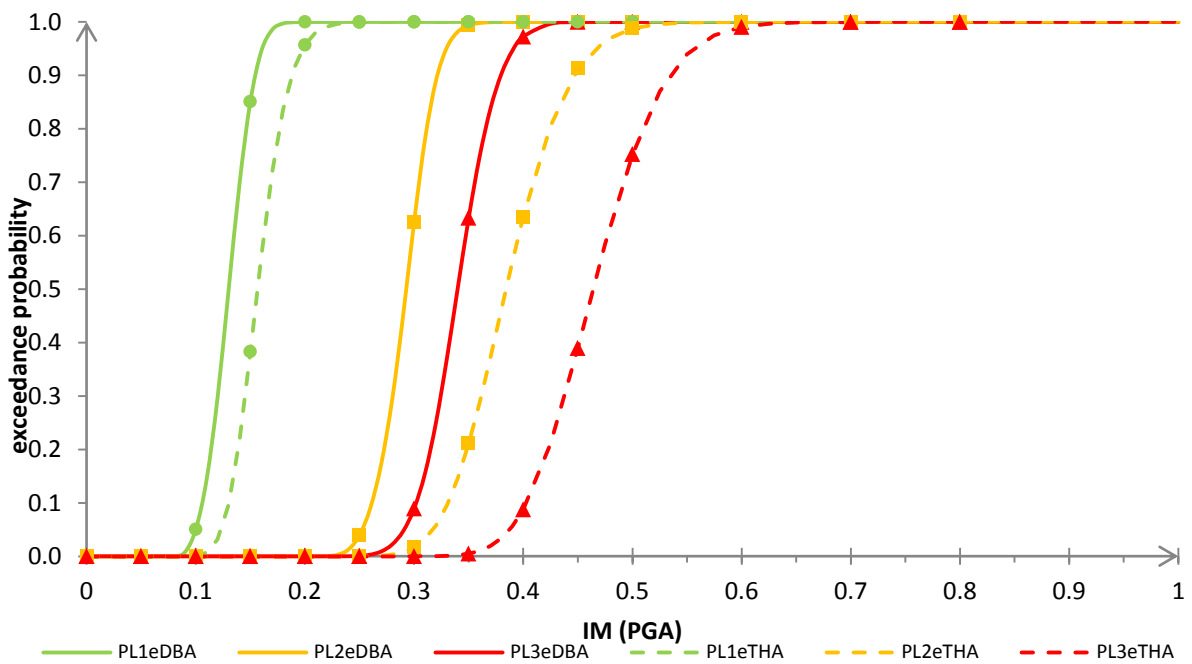
• **Curva di capacità in direzione Trasversale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

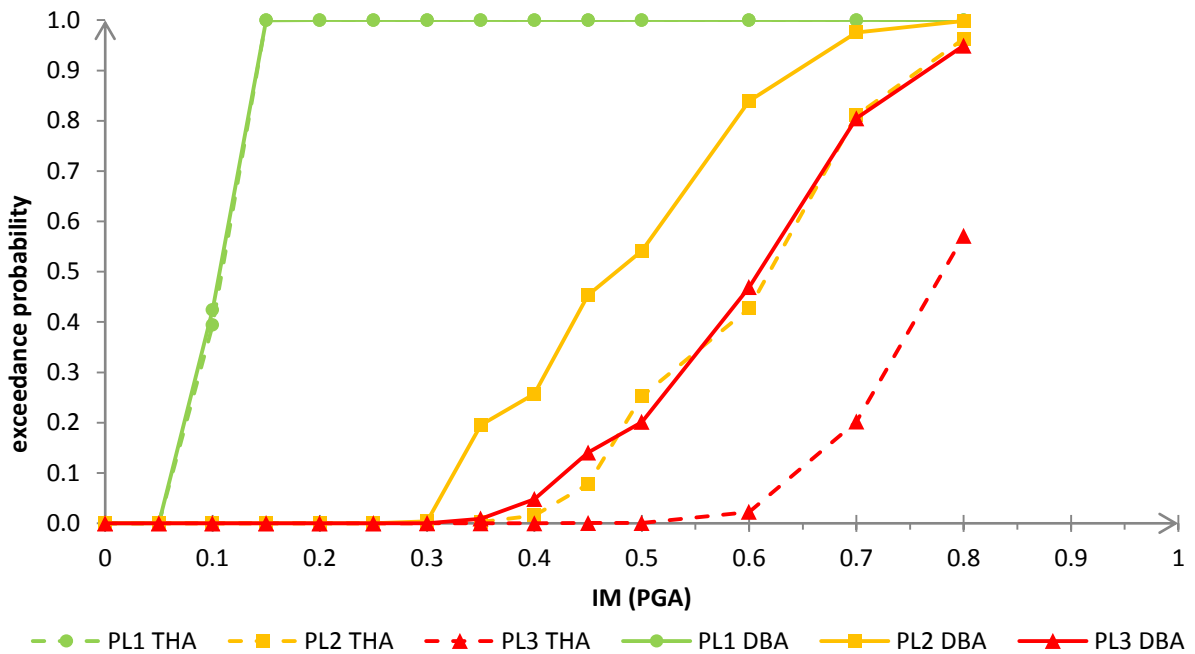


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

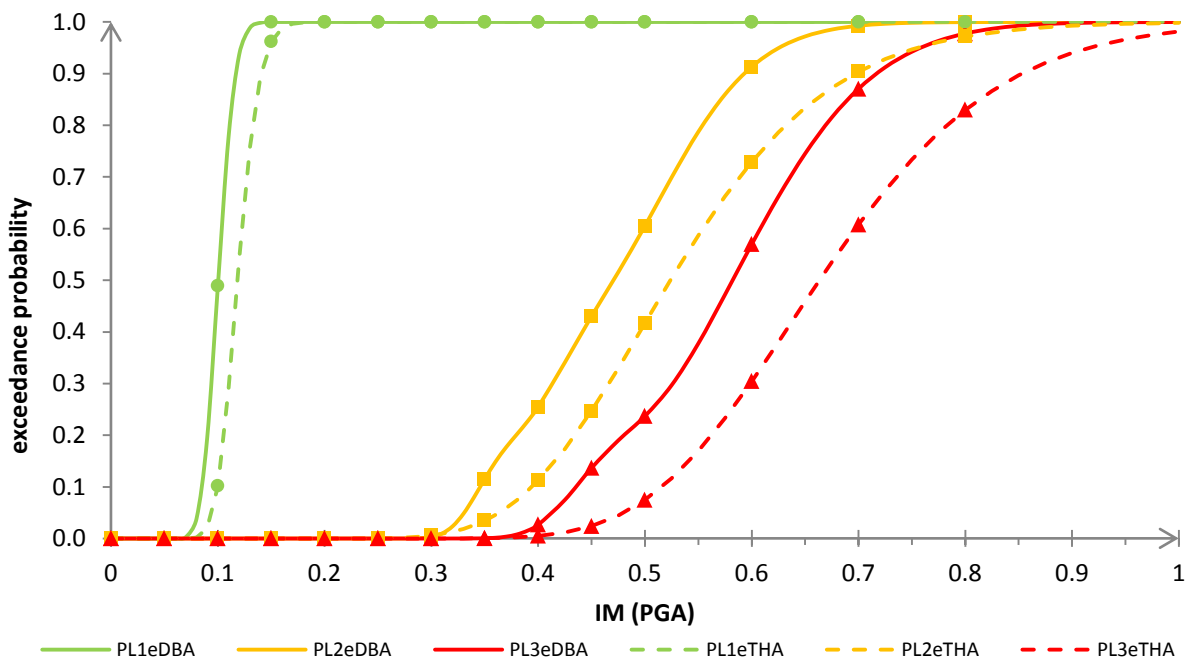


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.102	0.059	0.104	0.123	2.626	51.921
PL2	0.418	0.096	0.509	0.124	17.765	22.128
PL3	0.471	0.098	0.590	0.124	20.204	20.535

• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 1**

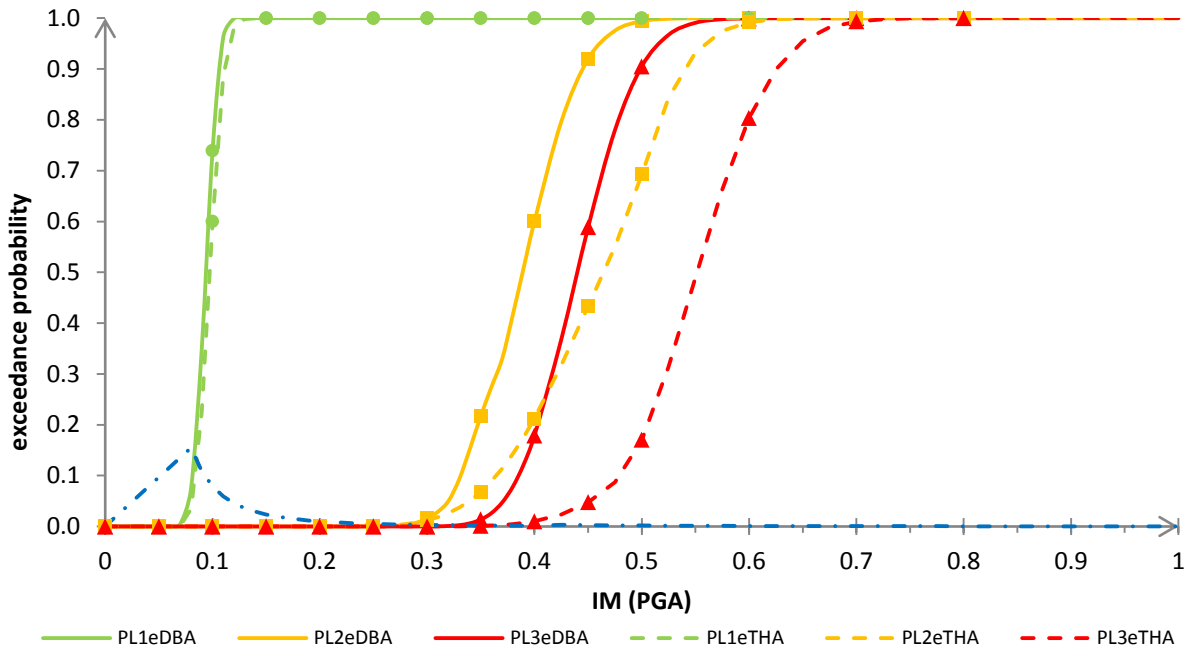


• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 2**

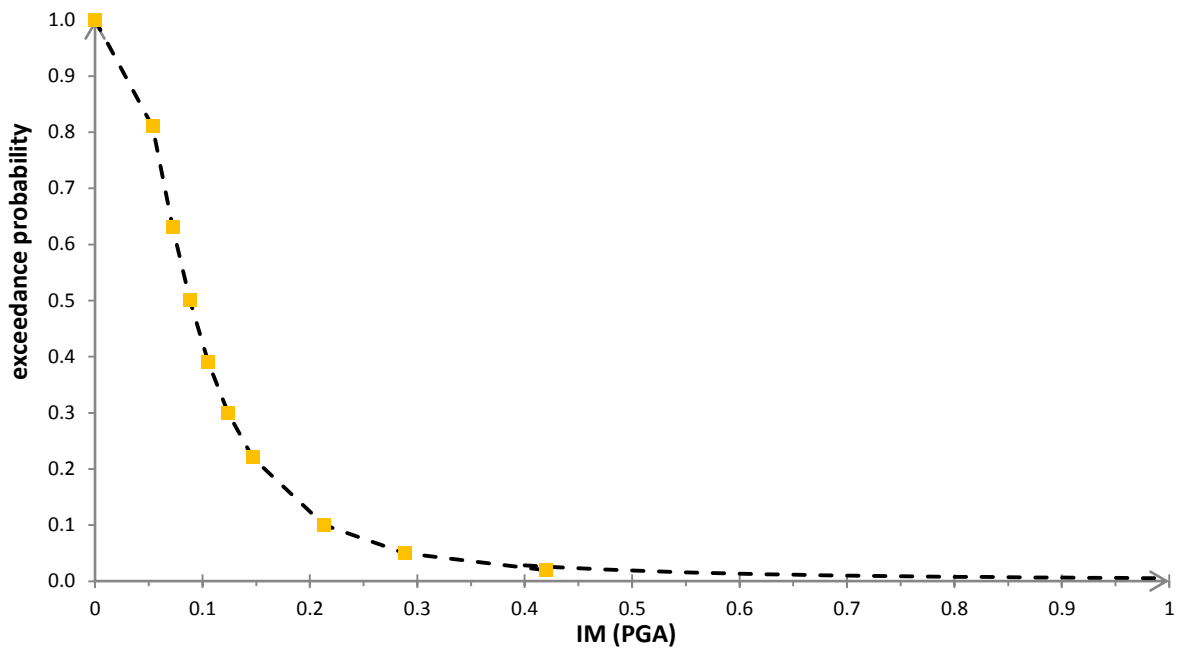


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.100	0.087	0.118	0.123	15.248	29.577
PL2	0.470	0.069	0.524	0.225	10.205	69.143
PL3	0.582	0.078	0.663	0.197	12.267	60.462

- **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Schiavonesca-Marosticana” – Metodo 2**



- **Curva di Hazard del Ponte “Schiavonesca-Marosticana”**

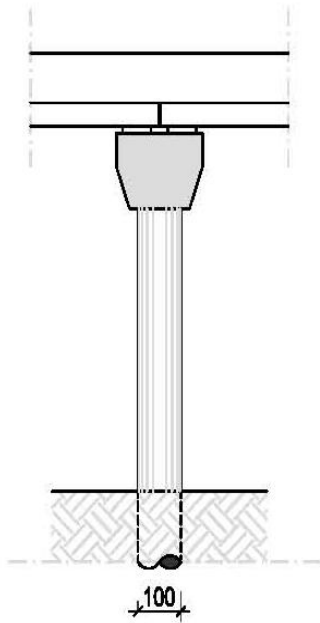


THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.432
PL2	0.020
PL3	0.012

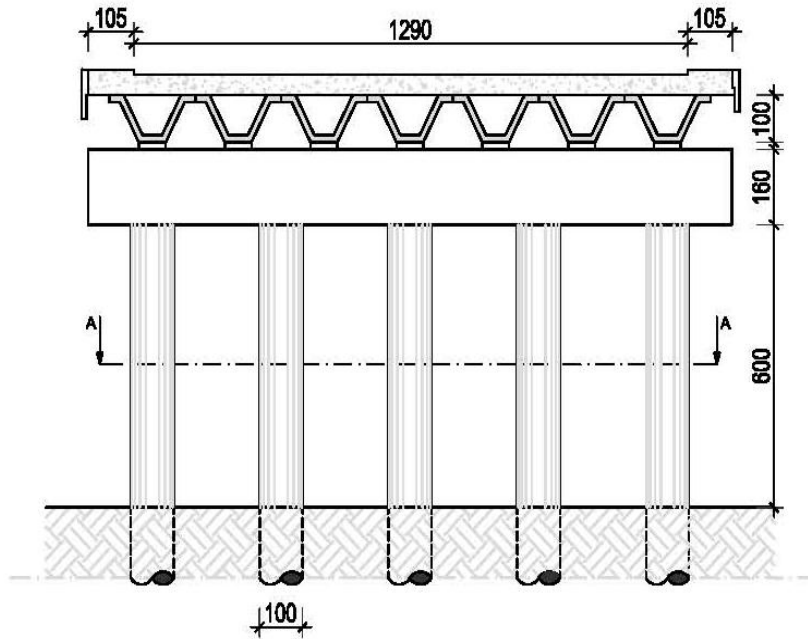
DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.469
PL2	0.027
PL3	0.020

- 2.1.4b - Ponte "FF.SS."

LONGITUDINAL SECTION



TRASVERSAL SECTION



- SUMMARY OF BRIDGE:

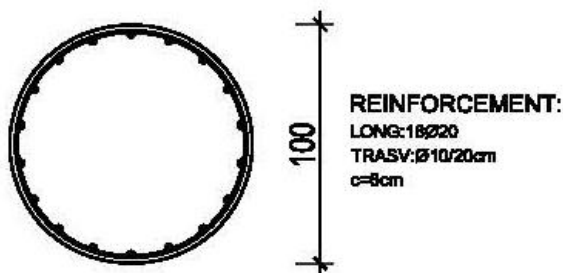
Table 6 - Location of the bridge

LOCATION		
N:	45° 38' 11"	[grad]
E:	11° 46' 32"	[grad]
Country	Cittadella	[-]
Province	Padova	[-]
Highway	S.P. 47	[-]
Km	28+430	[km]

Table 2 - Date of the bridge

PIER		
n° trasv. Pier	5	[-]
Pier Type	PFM – SR	[-]
BT	1.00	[m]
BL	1.00	[m]
H	6.00	[m]
Fcm	29.05	[Mpa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Reinf. Trasv.	Ø8/20 cm	[-]
Reinf.Long.	14Ø16	[-]

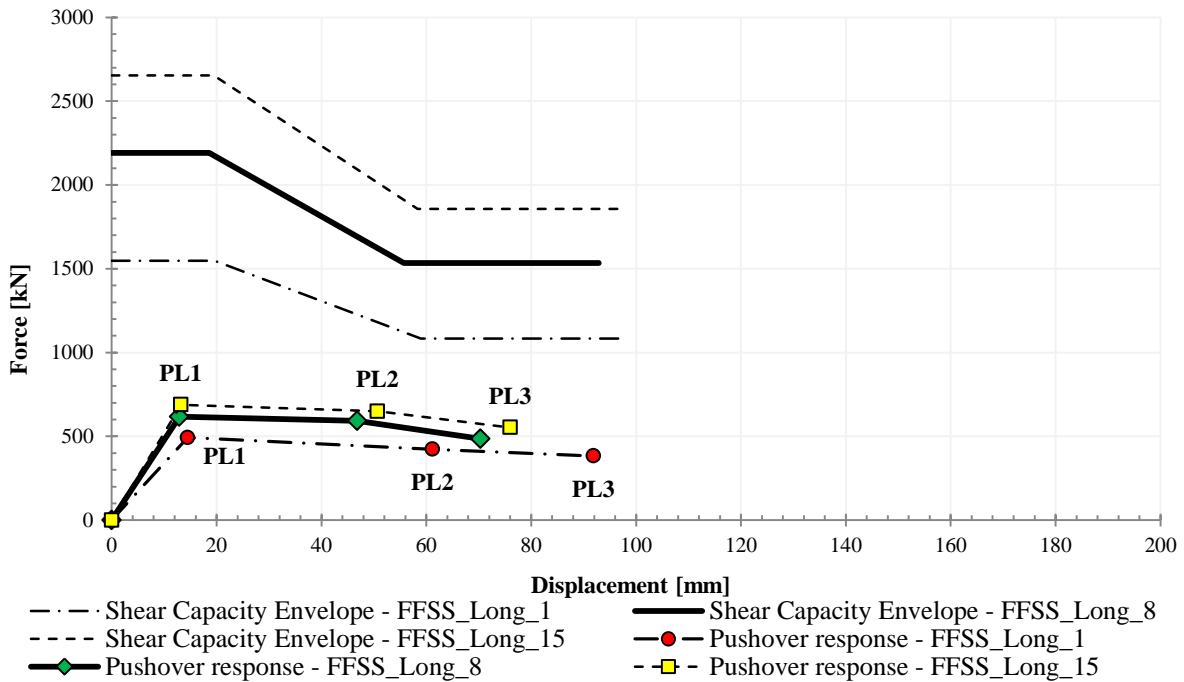
SECTION A-A



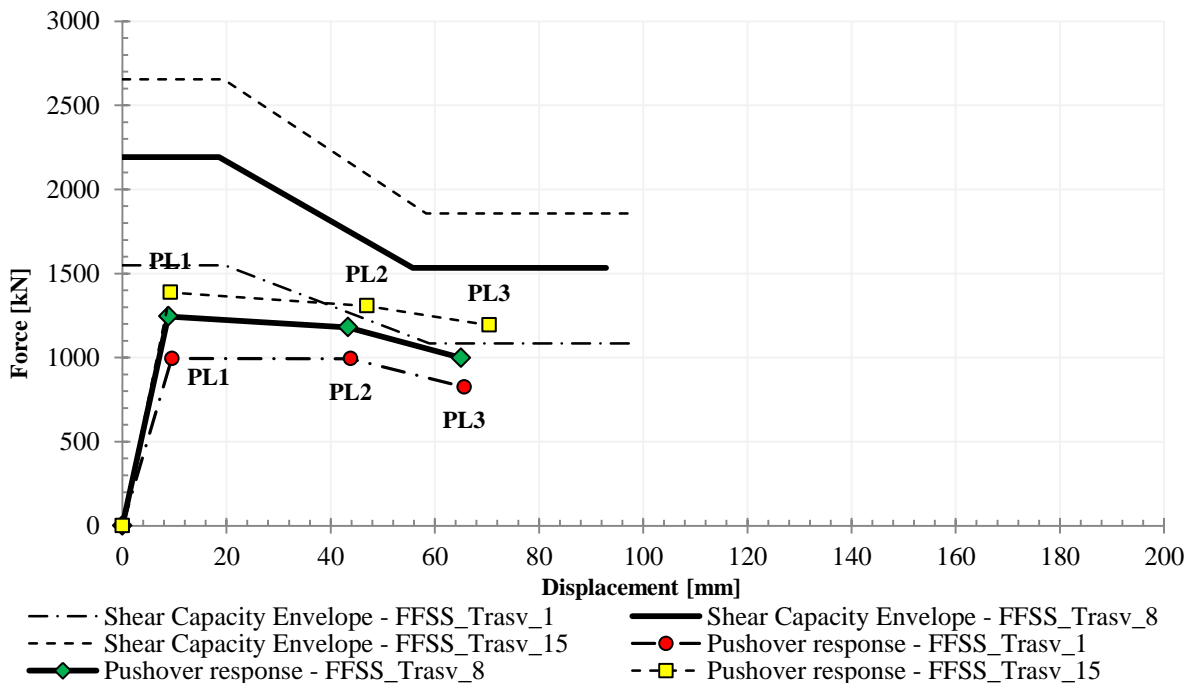
DECK		
Span Lenght	21.00	[m]
n° Span	2-3	[-]
Width	15.00	[m]
Material	DPC	[]
Mass	420	[t]

BRIGDE		
StaticScheme	M_SIMPLE	[-]

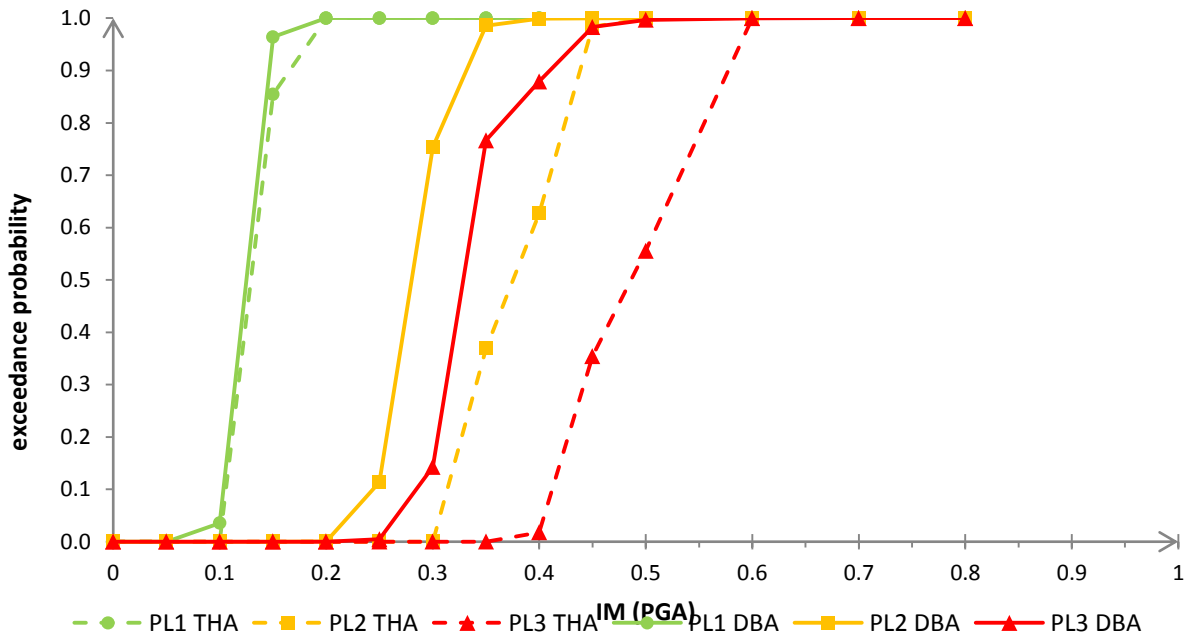
• **Curva di capacità in direzione Longitudinale**



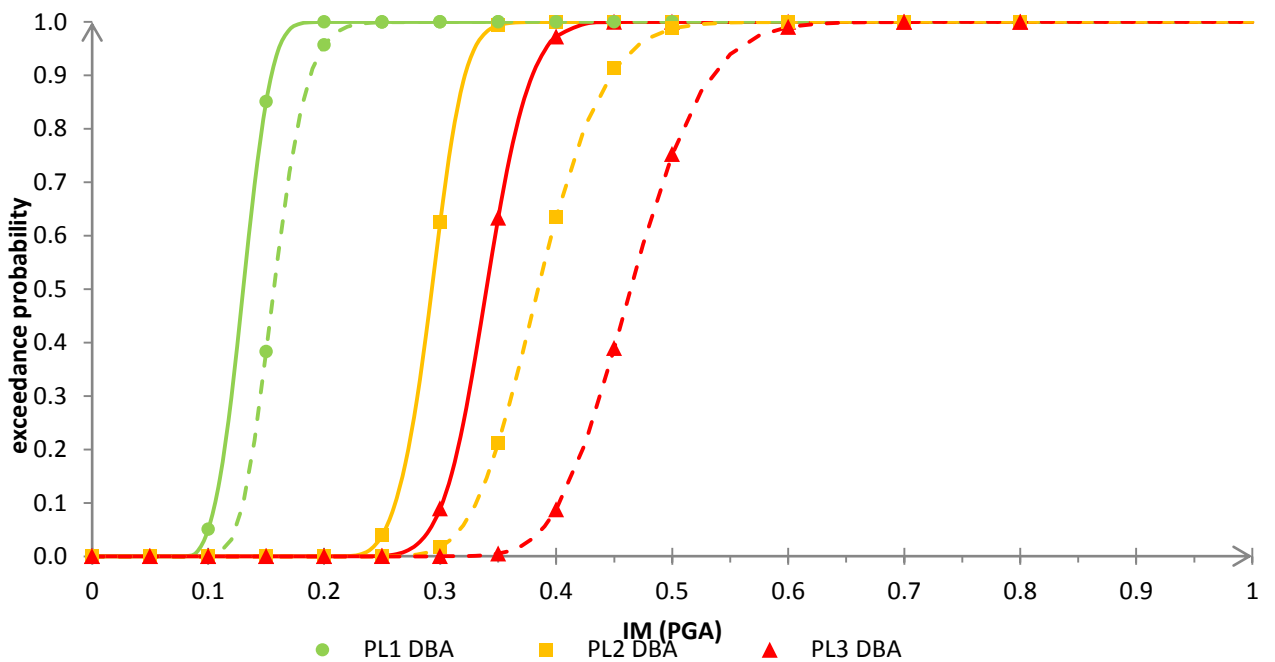
• **Curva di capacità in direzione Trasversale**



• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

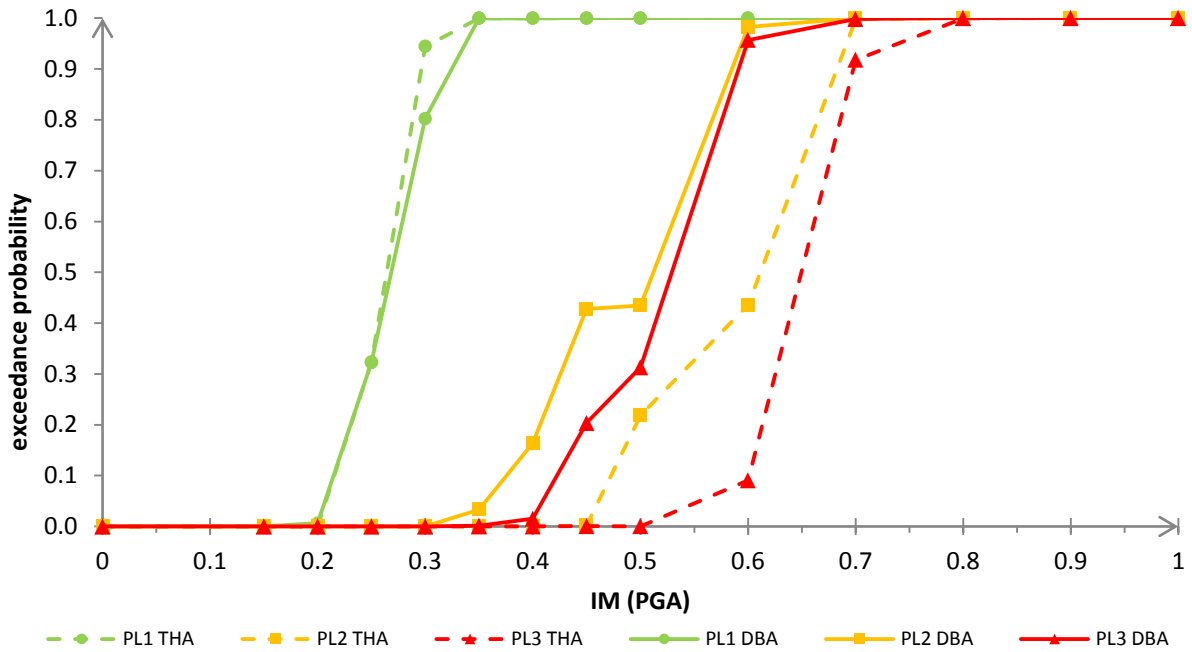


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

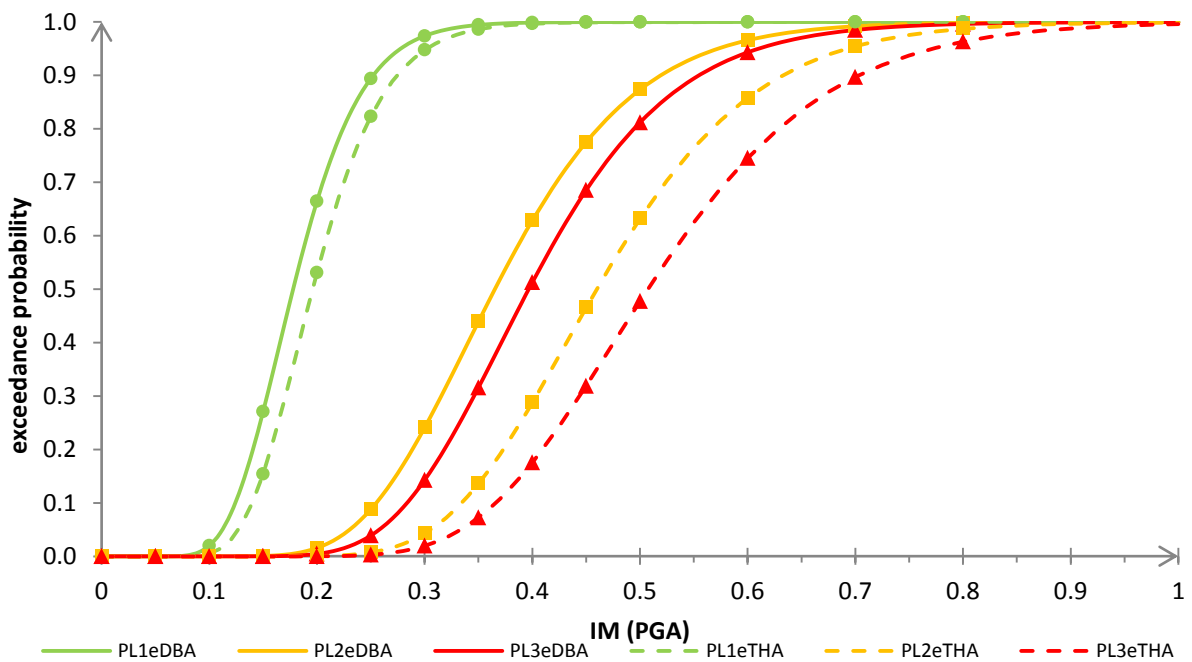


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.130	0.070	0.157	0.139	16.868	49.930
PL2	0.293	0.057	0.384	0.119	23.816	52.144
PL3	0.340	0.060	0.464	0.113	26.788	47.013

• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

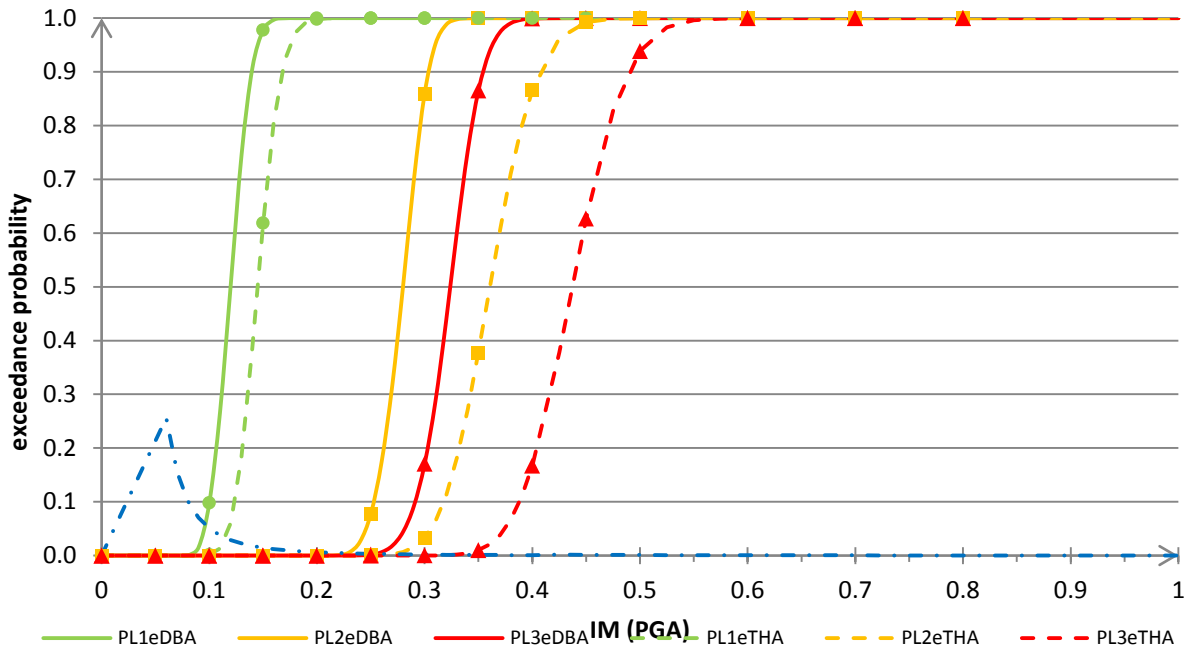


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 2**

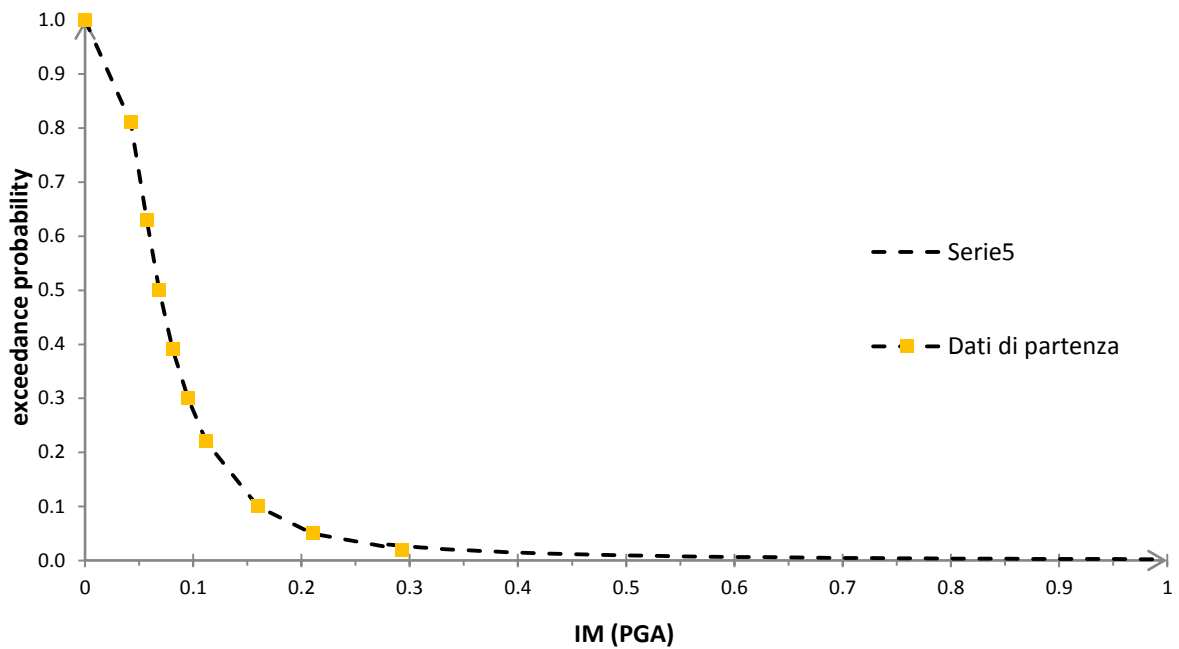


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.178	0.142	0.196	0.192	9.256	25.912
PL2	0.365	0.148	0.460	0.181	20.589	18.314
PL3	0.397	0.161	0.507	0.189	21.814	14.794

• **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “FF.SS.” – Metodo 2**



• **Curva di Hazard del Ponte “FF.SS.”**

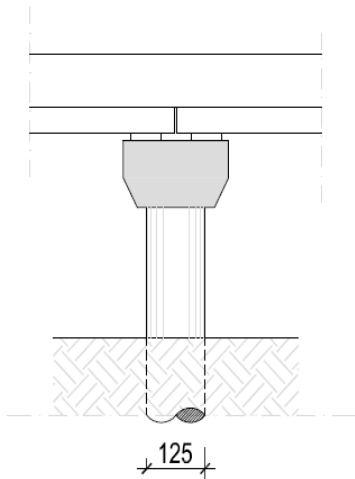


THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.432054862
PL2	0.019504568
PL3	0.011743252

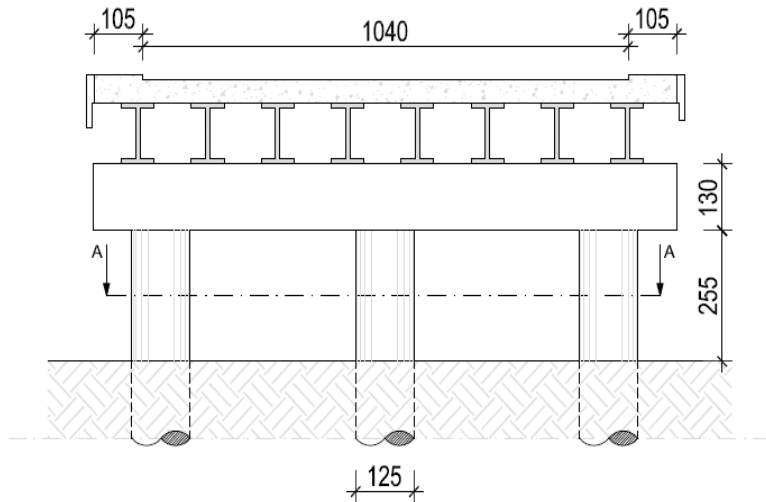
DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.468524
PL2	0.026974
PL3	0.0203035

- 2.1.4c - Ponte "Fiume Reghena"

LONGITUDINAL SECTION



TRANSVERSAL SECTION



- SUMMARY OF BRIDGE:

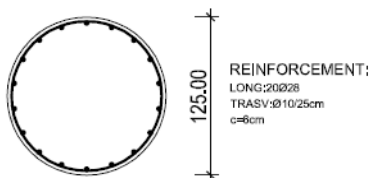
Table 7 - Location of the bridge

LOCATION		
N:	45° 46' 48"	[grad]
E:	12° 48' 26"	[grad]
City	Portogruaro	[-]
Province	Venezia	[-]
Road	S.R. 53	[-]
Km	113+712	[km]

Table 2 - Date of the bridge

PIER		
n° transv. Pier	3	[-]
Pier Type	Multiple Bent-Circular	[-]
D	1.25	[m]
Fcm	22,20	[MPa]
Reinf. Steel	FeB44k	[-]
Tr. Reinf.	Ø10/25cm	[-]
Long.Reinf.	28Ø20	[-]

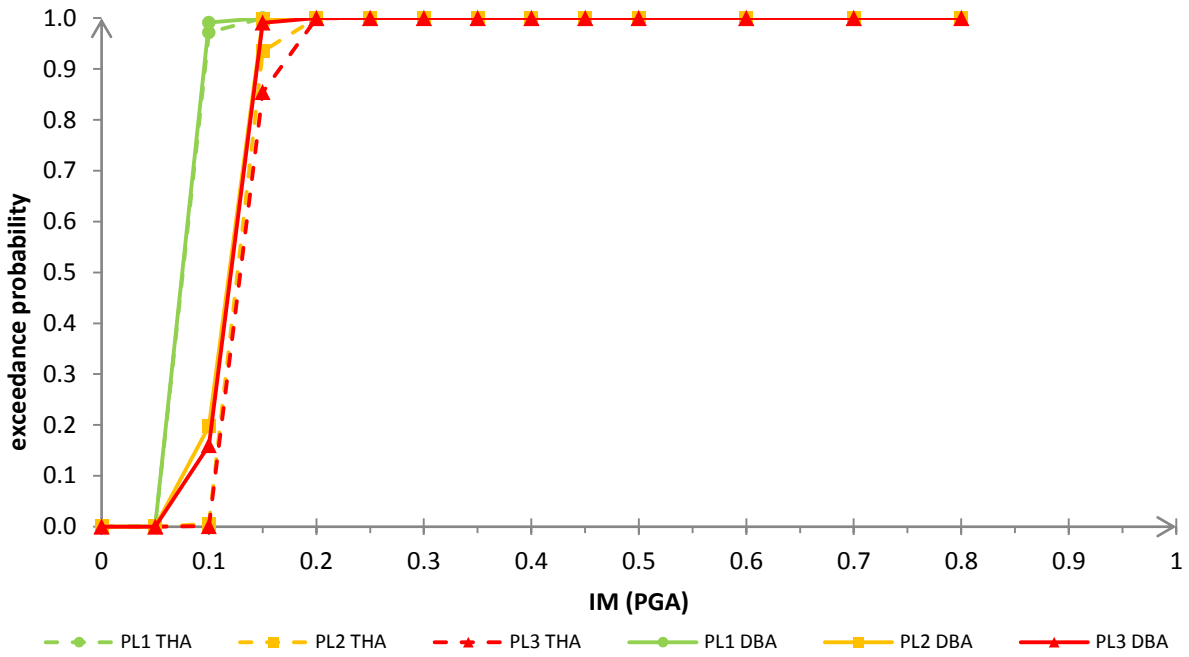
SECTION A-A



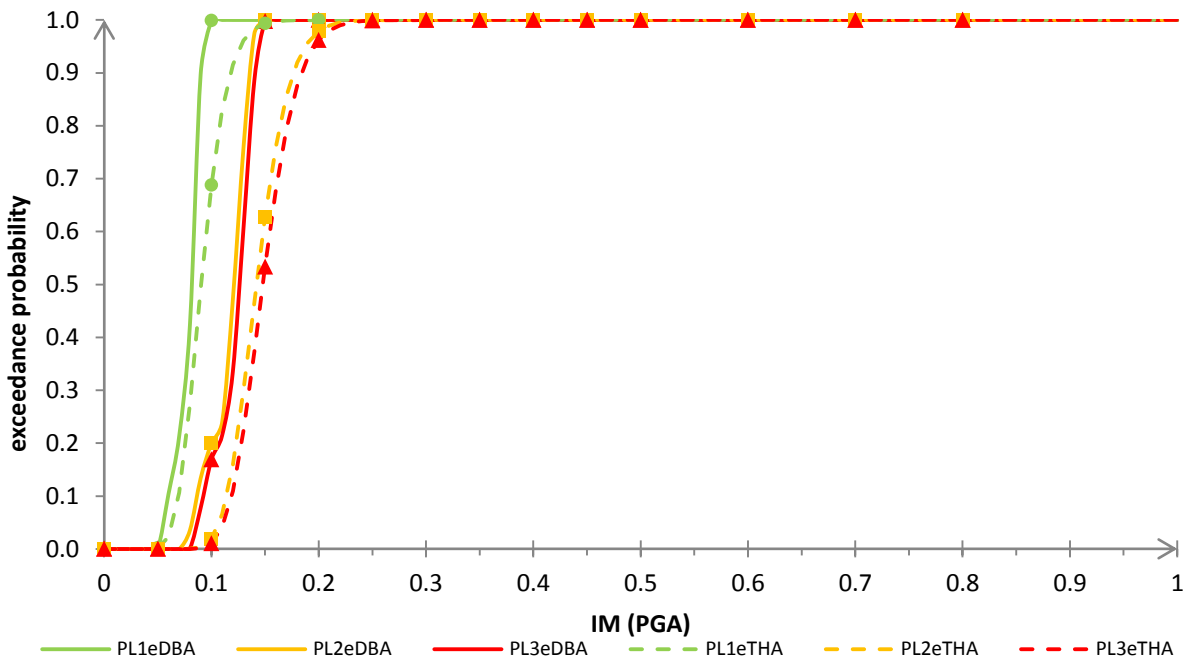
DECK		
Span Length	24	[m]
n° Span	3	[-]
Width	12.5	[m]
Material	Pr. concrete	[-]
Mass	700	[t]

STATIC SCHEME		
Multispan Simply Supported		

• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

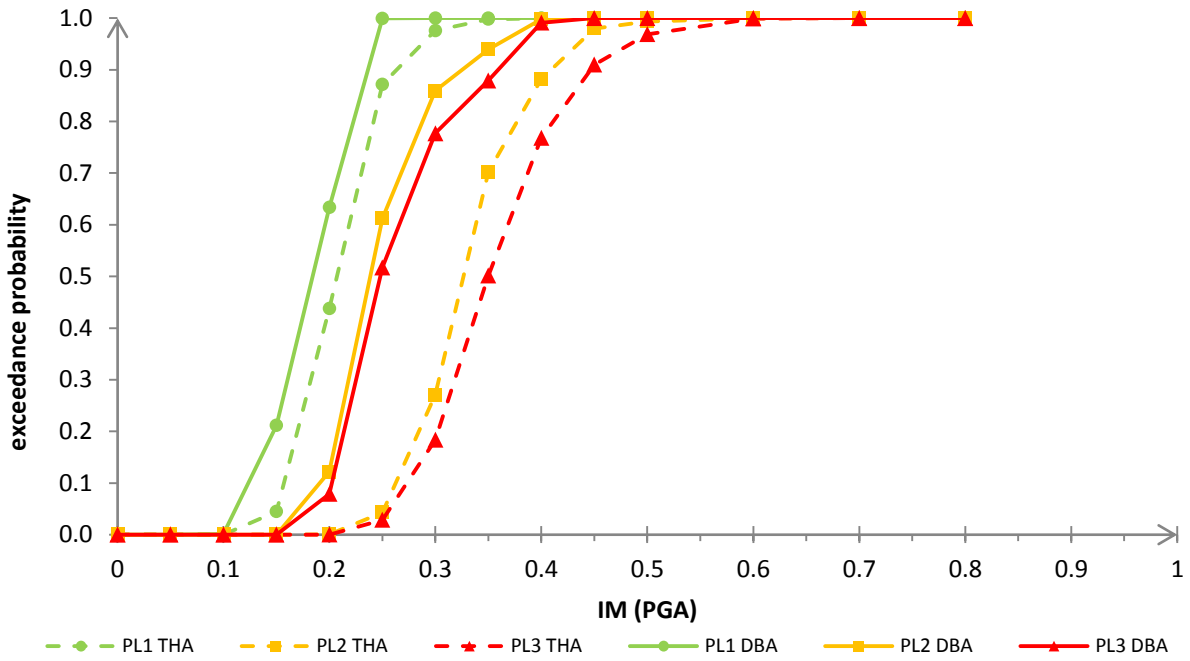


• **Curva di Fragilità in direzione Longitudinale – Metodo 1**

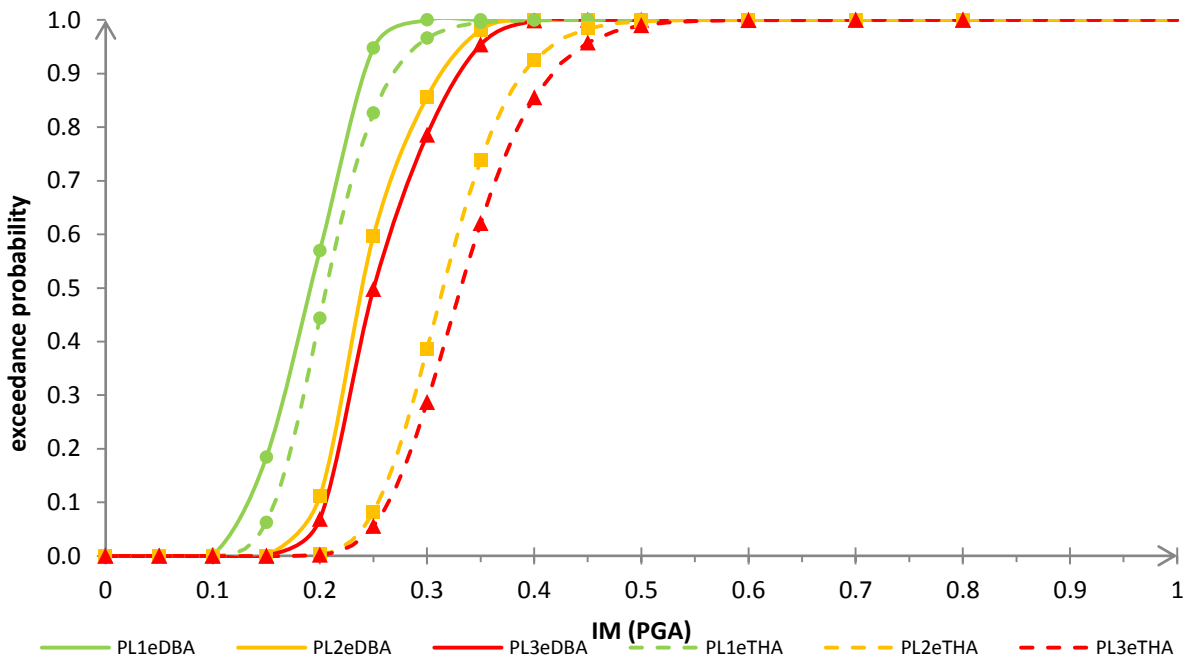


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.082	0.029	0.090	0.223	9.792	86.806
PL2	0.121	0.028	0.142	0.185	14.854	84.884
PL3	0.126	0.028	0.148	0.183	14.820	84.705

• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 1**

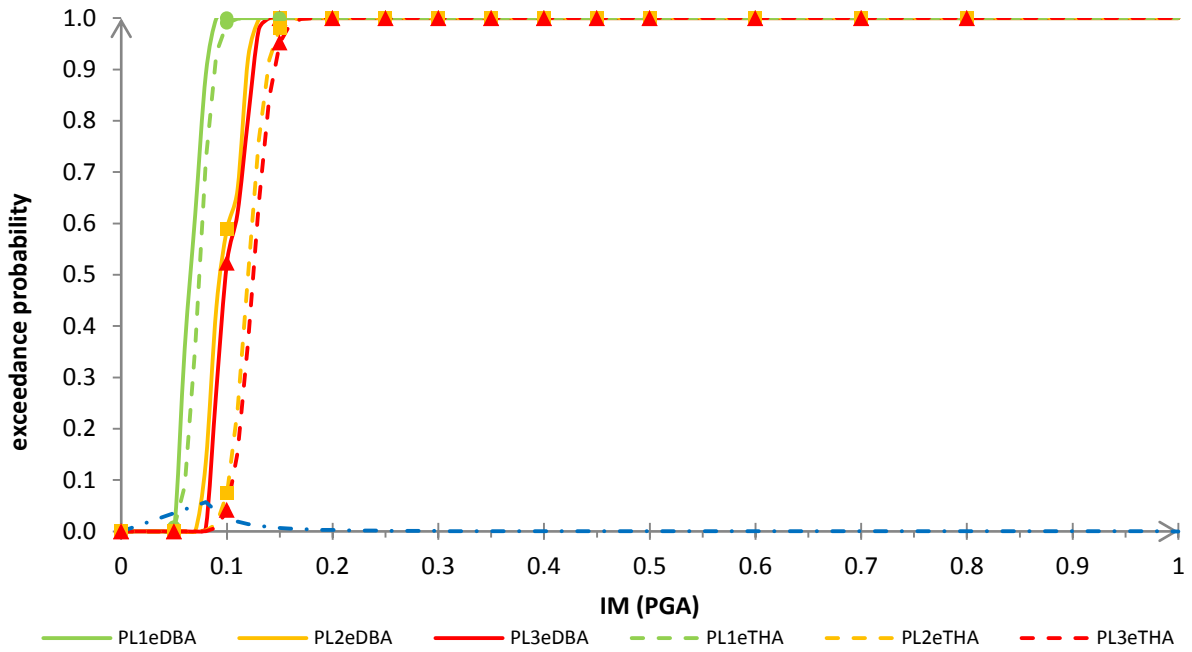


• **Curva di Fragilità in direzione Trasversale – Metodo 1**

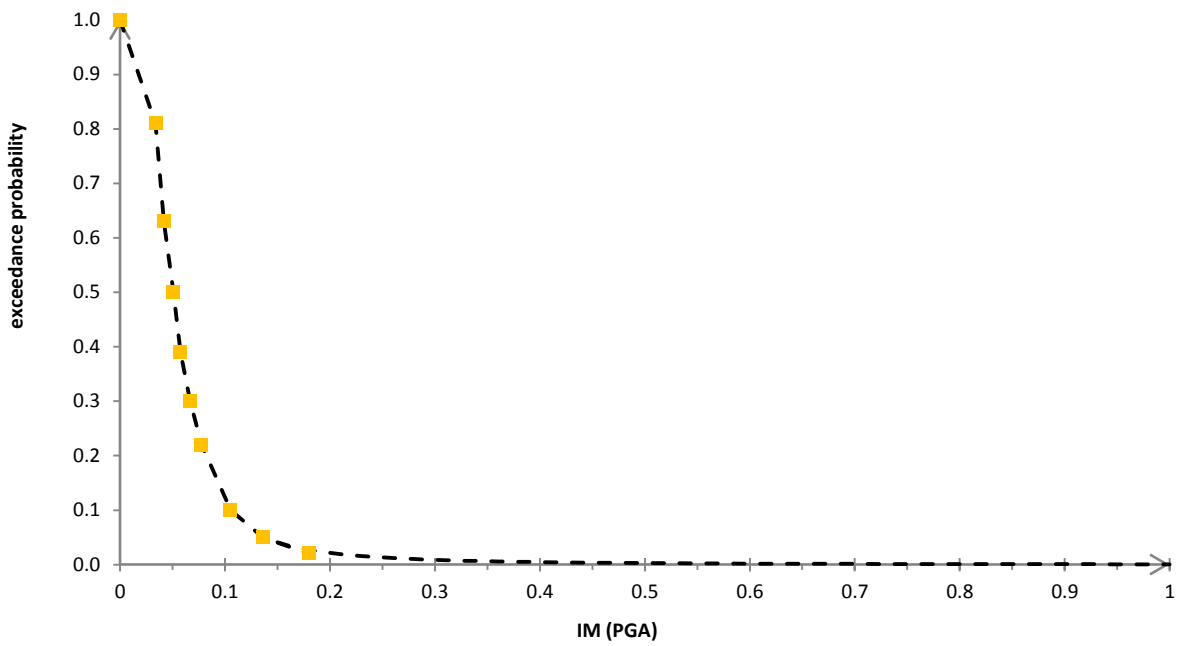


PL	DBA		THA		errori	
	c [g]	ζ	c [g]	ζ	c [%]	ζ [%]
PL1	0.193	0.038	0.206	0.217	6.114	82.328
PL2	0.240	0.029	0.315	0.177	23.916	83.613
PL3	0.250	0.029	0.331	0.189	24.520	84.809

- **Curva di Fragilità Complessiva del Ponte “Reghena” – Metodo 2**



- **Curva di Hazard del Ponte “Reghena”**



THA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.252684508
PL2	0.077295211
PL3	0.070426599

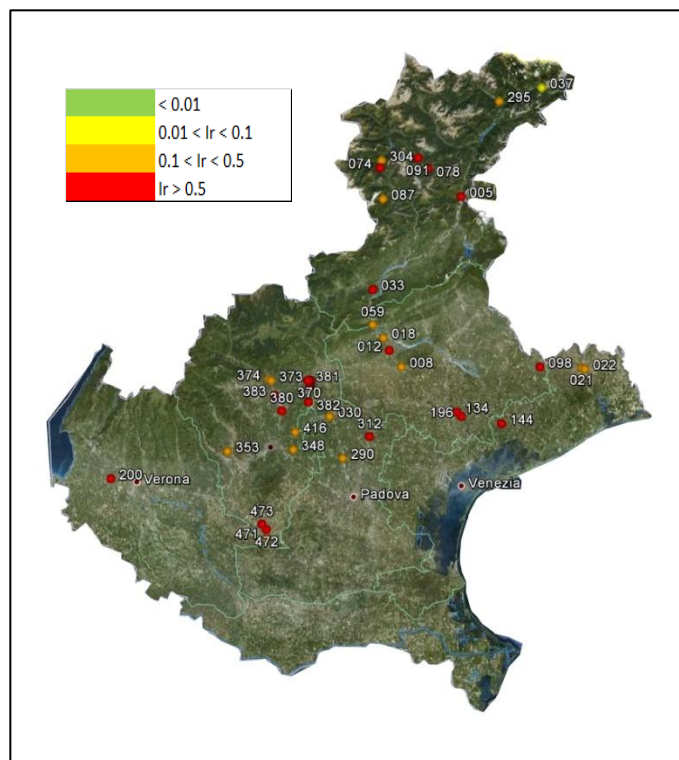
DBA	
<i>indice di rischio</i>	
PL1	0.3279739
PL2	0.1323931
PL3	0.1144005

8.4 Il Rischio Sismico

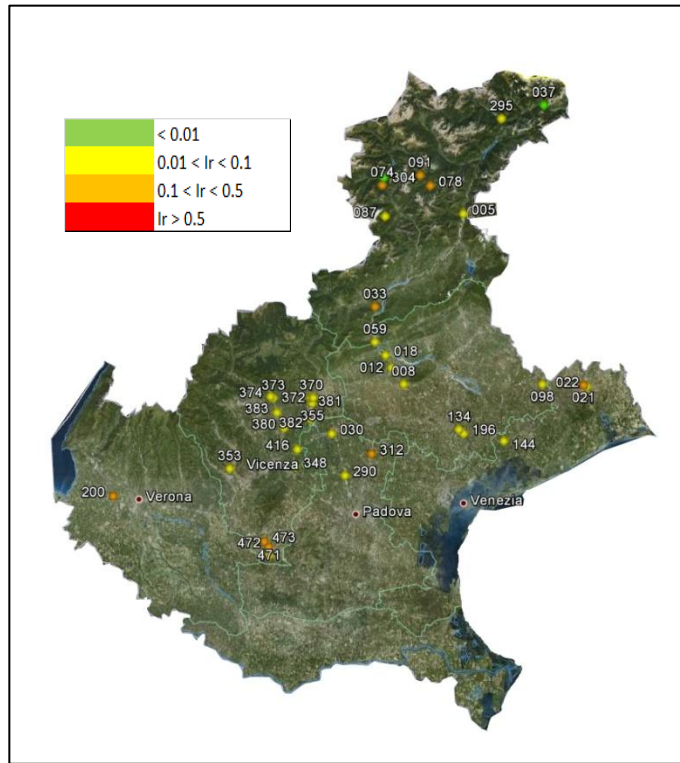
In particolare visti i buoni risultati ottenuti da confronto tra l'analisi DBA e l'analisi THA abbiamo esteso la procedura di identificazione di analisi del rischio, attraverso l'utilizzo dell'analisi semplificata DBA, all'intera categoria di ponti rappresentata dai ponti Master considerati. In particolare abbiamo fatto l'analisi di 38 opere che rappresentano la categoria dei ponti multicampata semplicemente appoggiata. Di seguito si riporta tre differenti mappe, una per ogni *Performance Level* considerato dove ad ogni opera si abbina un'indicazione sommaria del valore Indice di Rischio attraverso una scala cromatica di 4 valori così individuata:

- “verde”, indice di rischio I_r minore di 0.01;
- “giallo”, indice di rischio I_r compreso tra 0.01 e 0.1;
- “arancione”, indice di rischio I_r compreso tra 0.1 e 0.5
- “rosso”, indice di rischio I_r superiore a 0.5

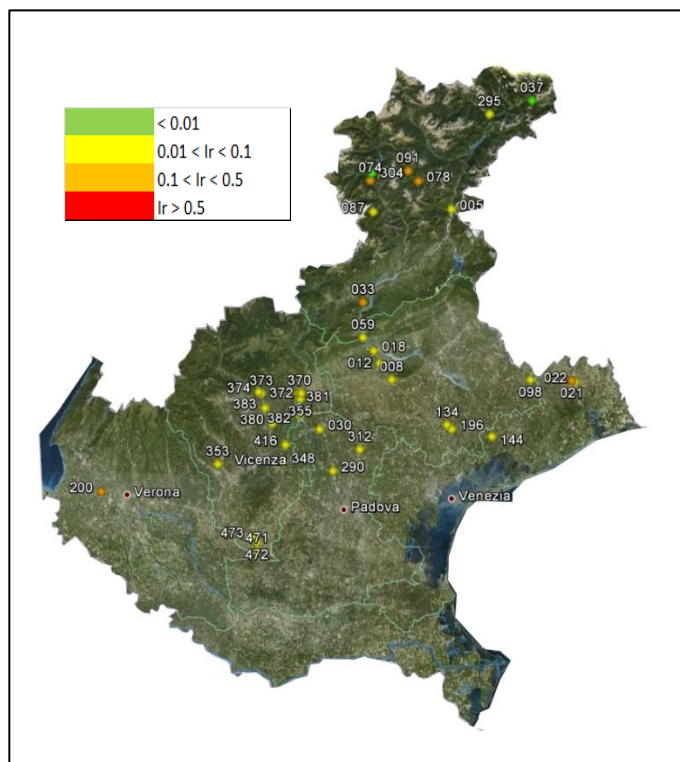
PL1



PL2

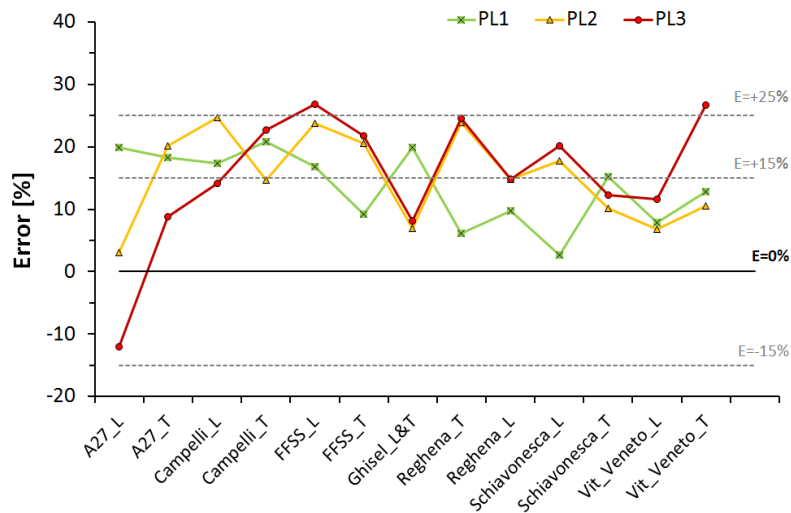


PL3



10. CONCLUSIONI

Come prima cosa dobbiamo dire che il metodo di analisi non lineare al passo, come per altro confermato in letteratura, risulta essere il metodo più preciso per conoscere la risposta di una struttura soggetta nel tempo ad un azione sismica, questo però a scapito di elevati tempi di modellazione e di calcolo. Premesso questo però si può affermare che il metodo di analisi semplificato agli spostamenti DBA risulta essere una buona alternativa. In particolare come evidenziato dal grafico di confronto il metodo DBA risulta essere praticamente sempre conservativo rispetto all'analisi THA. Di seguito si riporta un grafico con l'andamento dell'errore dei ponti Master.



Tendenzialmente l'analisi DBA è conservativa rispetto all'analisi THA infatti quasi mai si presentano errori di sottostima, se ne evidenzia uno solo ma limitato ad un errore nell'intorno del 10 %. Per quanto riguarda la sovrastima possiamo dire che l'errore tende a crescere man mano che ci si spinge in campo non lineare, aumenta passando dal PL1 al PL3. Si deve comunque osservare che gli errori più elevati possono essere legati alla formulazione dello smorzamento equivalente, infatti nell'analisi semplificata quest'aspetto è legato alla duttilità e quindi al comportamento flessionale, mentre nell'applicazione reale dobbiamo tenere conto anche di eventuali comportamenti a taglio. Il vantaggio dell'utilizzo dell'analisi DBA si può quindi riassumere in due aspetti fondamentali:

- La possibilità di studiare sistemi più complessi attraverso una modellazione lineare equivalente.
- La notevole riduzione dell'onere di calcolo, aspetto da non sottovalutare soprattutto se applicato all'analisi di reti strategiche su larga scala.

11. BIBLIOGRAFIA

- Chopra, A.K., “Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra”, *Earthquake Spectra*, 17(1), 2001.
- Comité Européen de Normalisation, *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN 1998-1, CEN, Brussels, Belgium, 2004.
- Comité Européen de Normalisation, *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, prEN 1998-1, CEN, Brussels, Belgium, 1998.
- Calvi, G.M., Sullivan, T.J., *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures, DBD 09, Draft subject to public enquiry*, IUSS Press, Pavia, 2009.
- Mander, J.P., Priestley, M.J.N., Park, R., “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal Structural Engineering ASCE*, Vol. 114, No. 8, 1988, p. 1804 – 1826.
- Ministero delle Infrastrutture, *D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29.
- Pinto P.E., R. Giannini, P. Franchin, *Seismic Reliability Analysis of Structures*, IUSS Press, Pavia
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, 2007.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Wiley, New York, 1996.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., “Direct Displacement-Based Seismic Design of Bridges”, *Proceedings, ACI Special Seminar on Seismic Design of Bridges*, San Diego, 2003.
- J. C. Simo, and Hughes, T. J. R. 1998. *Computational inelasticity*, Springer-Verlag, New York.
- P.E. Pinto, P. Franchin, A. Lupoi, *Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti*, Pavia, 2004.

Articoli Consultati

- Angelo Masi, Marco Vona, Andrea Digrisolo, *Costruzione di curve di fragilità di alcune tipologie strutturali rappresentative di edifici esistenti in c.a. mediante analisi dinamiche non lineari*, Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli studi della Basilicata
- Applied Technology Council (ATC), *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Rep. No. SSC 96-01: ATC-40,1, Redwood City, California, 1996.
Background Studies: Part I, European Earthquake Engineering, 2 (1989).
Beam-Column Elements, Journal of Structural engineering ASCE/February 2006
- C. Allin Cornell and Helmut Krawinkler, *Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment*, PEER Center News, Vol. 3, No. 2, Spring 2000
- Calvi G.M. e A. Pavese, *Valutazione interattiva della vulnerabilità sismica dei ponti*, CNR-GNDT.
- Calvi G.M., M. Ciampoli and P.E. Pinto, *Guidelines for seismic design of bridges*.
- Choi E., R. DesRoches and B. Nielson, *Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic*
- Fabio Taucer, Enrico Spacone, *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*, report n° UCB/EERC 91-17 Earthquake engineering research center College of Engineering, University of California, Berkeley
- Fariborz Nateghi-A. and Vahid L. Shahsavar, *Development of fragility and reliability curves for seismic evaluation of a major prestressed concrete bridge*, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 1351
- Giorgio Monti e Enrico Spacone, *reinforced concrete fiber beam element with bond-slip*, Journal of Structural Engineering / June 2000
- Helmut Krawinkler, *challenge and progress in performance-based earthquake engineering*, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University, Stanford, CA 94505, USA
- Jamie E. Padgett, Reginald DesRoches, *Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted bridges*, www.interscience.wiley.com
- Kevin Mackie, Bozidar Stojanidovic, *fragility curves for reinforced concrete highway overpass bridges*, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada
- Masanobu Shinozuka, Maria Q. Feng, Vinita Saxena and George Deodatis, *Development of Fragility Curves for Multi-Span Reinforced Concrete Bridges*.

- McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., and Jeremic, B. 2000. *Open system for earthquake engineering simulation* (<http://opensees.berkeley.edu>)
 - Michael H. Scott and Gregory L. Fenves, *Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based*
 - Paulay, T., and Priestley, M. J. N. 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York.
 - Spacone, E., Ciampi, V., and Filippou, F. C. 1996. *Mixed formulation of nonlinear beam finite element*. *Comput. Struct.*, 58, 71–83.
- zones*, *Engineering Structures* 26 (2004) 187-199.

12. ALLEGATO A

125	122	X	X	TV	Treviso	3	Tang. Tv Ponte sul Sile	S.R. 53	63+315	12° 16' 54"	45° 39' 23"	1972	YES	NO	2-3	KINEMATIC	C_M_G	DPC	NEO	34.00	3.30	1.20	1.20	1.00	PC	PFM	3	SC	NO	X	30	430	X	X
126	123	X	X	TV	Treviso	3	Tang. Tv Ponte sul Sile	S.R. 53	63+387	12° 16' 55"	45° 39' 22"	1973	YES	NO	2-3	KINEMATIC	C_M_G	DPC	NEO	34.00	3.30	1.20	1.20	1.00	PC	PFM	3	SC	NO	X	30	430	X	X
127	124	X	X	TV	Silea	3	Tang. Tv Cavalcavia S.P. 62	S.R. 53	63+840	12° 17' 02"	45° 39' 23"	1972	YES	YES	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	15.30	6.20	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	35.1	430	X	X
128	125	X	X	TV	Treviso	3	Tang. Tv Cavalcavia Lanzaghe	S.R. 53	64+260	12° 17' 34"	45° 39' 36"	1972	YES	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	16.50	5.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	42.5	430	X	X
129	126	X	X	TV	Silea	3	Tang. Tv Fiume Melma	S.R. 53	64+538	12° 17' 43"	45° 39' 42"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	8.50	1.00	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
130	126_b	X	X	TV	Silea	3	Tang. Tv Fiume Melma	S.R. 53	64+538	12° 17' 43"	45° 39' 42"	ND	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	13.50	3.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	26.1	430	X	X
131	127	X	X	TV	Oderzo	3	Canale Bidoggia	S.R. 53	84+419	12° 29' 01"	45° 45' 33"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	6.75	1.80	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
132	127_b	X	X	TV	Canale Bidoggia	3	Canale Bidoggia	S.R. 53	84+419	12° 29' 01"	45° 45' 33"	ND	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	11.50	3.50	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	26.1	430	X	X
133	128	X	X	TV	Gorgo al Monticano	3	Canale Consorziale	S.R. 53	94+828	12° 35' 08"	45° 46' 55"	ND	NO	NO	1	OTHER	X	DM	ND	12.8	1.20	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	45.3	430	X	X
134	129	X	X	TV	Silea	3	Sottopasso via Sile	S.R. 89	1+030	12° 17' 43"	45° 39' 08"	ND	NO	NO	2-3	M_SIMPLE	C_M_BOX	DPC	FRI	14.10	2.86	0.90	0.90	1.00	PC	PFM	2	SC	NO	X	44.85	430	X	X
135	130	X	X	TV	Silea	3	Canale Macello	S.R. 89	1+324	12° 17' 55"	45° 39' 04"	ND	NO	YES	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	13.80	5.20	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	34.2	430	X	X
136	131	X	X	TV	Silea	3	Via Macello	S.R. 89	1+422	12° 17' 59"	45° 39' 04"	ND	NO	YES	1	S_SIMPLE	C_SLAB	DC	FRI	5.50	4.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	37.9	430	X	X
137	132	X	X	TV	Silea	3	Cavalcavia via Cendon	S.R. 89	1+670	12° 18' 11"	45° 39' 02"	ND	NO	YES	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	8.50	4.30	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	34.5	430	X	X
138	133	X	X	TV	Roncade	3	Cà Morelli I	S.R. 89	7+077	12° 22' 10"	45° 38' 20"	ND	NO	YES	1	FULL_J	C_SLAB	DC	ND	6.00	5.50	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	34.6	430	X	X
139	134	X	X	TV	Roncade	3	Cà Morelli II	S.R. 89	7+192	12° 22' 15"	45° 38' 21"	ND	NO	YES	1	FULL_J	C_SLAB	DC	ND	12.00	5.50	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	34.6	430	X	X
140	135	X	X	TV	Roncade	3	Cavalcavia via IV Novembre	S.R. 89	10+622	12° 24' 51"	45° 38' 11"	ND	YES	NO	1	S_SIMPLE	C_SLAB	DC	FRI	6.00	3.75	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	36.1	430	X	X
141	136	X	X	TV	Roncade	3	Fiume Vallio	S.R. 89	10+775	12° 24' 58"	45° 38' 10"	ND	YES	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	10.50	5.50	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	36.2	430	X	X
142	137	X	X	VE	Meolo	3	Meolo	S.R. 89	13+600	12° 26' 55"	45° 37' 44"	ND	YES	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	18.00	3.50	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	34.2	430	X	X
143	138	X	X	VE	Meolo	3	Sottopasso Agricolo	S.R. 89	16+150	12° 26' 55"	45° 37' 44"	ND	NO	YES_C	1	FULL_J	C_SLAB	DC	ND	4.00	4.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	26.1	430	X	X
144	139	X	X	VE	Meolo	3	Cavalcavia FF.55. TS-VE	S.R. 89	16+350	12° 28' 46"	45° 37' 11"	ND	NO	2-3	M_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	16.30	6.50	1.00	1.00	1.00	PC	PFM	4	SC	NO	X	41	430	X	X	
145	140	X	X	VE	Meolo	3	Sottopasso Agricolo	S.R. 89	16+650	12° 28' 59"	45° 37' 05"	ND	NO	YES_C	1	FULL_J	C_SLAB	DC	ND	4.00	4.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	26.1	430	X	X
146	141	X	X	TV	Castelfranco Veneto	3	Canale Castelfranco	S.R. 245	33+848	11° 55' 30"	45° 40' 11"	1930	NO	NO	1	FULL_J	C_SLAB	DC	ND	5.00	2.75	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	27	430	X	X
147	142	X	X	TV	Caerano San Marco	2	Canale Brentella	S.P. 248	56+675	12° 00' 00"	45° 47' 08"	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	3.85	1.50	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
148	143	X	X	TV	Nervesa della Battaglia	2	Canale Vittoria	S.P. 248	76+115	12° 12' 39"	45° 49' 32"	ND	NO	NO	2-3	GERBER	C_M_G	DC	FRI	18.75	3.20	0.40	13.85	34.63	PC	PW	1	SR	NO	YES	27	430	X	X
149	144	X	X	VR	Bardolino	3	Torrente Val Sordio	S.R. 249	51+022	10° 43' 28"	45° 32' 44"	ND	NO	NO	1	FULL_J	C_M_G	DC	FRI	11.68	5.40	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	28.6	430	X	X
150	145	X	X	PD	Torri Del Benaco	2	Torrente Rio Val Trompia	S.R. 249	67+119	10° 43' 19.5"	45° 39' 11.5"	ND	NO	NO	1	FULL_J	C_M_G	DCS	FRI	8.00	2.12	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	31.2	430	X	X
151	146	X	X	VR	Torri Del Benaco	2	Rio Fra Ortì	S.R. 249	67+880	X	X	ND	NO	NO	1	FULL_J	C_M_G	DC	FRI	8.25	1.40	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	27.6	430	X	X
152	147	X	X	VR	Brenzone	2	Torrente Val Boccino	S.R. 249	75+520	10° 46' 11"	45° 42' 45"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	7.00	3.30	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
153	148	X	X	VR	Brenzone	2	Torrente Brenzone	S.R. 249	77+795	10° 46' 54"	45° 43' 47"	ND	NO	NO	1	FULL_J	C_M_G	DC	FRI	12.00	2.18	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	30.2	430	X	X
154	149	X	X	VR	Malcesine	3	Torrente Bova	S.R. 249	88+713	10° 50' 53"	45° 48' 28"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	8.20	3.20	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
155	150	X	X	VR	Malcesine	3	Torrente Valle Del Cantone	S.R. 249	89+270	10° 50' 09"	45° 48' 41"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	15.10	3.30	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
156	151	X	X	PD	San Giorgio delle Pertiche	3	Fiume Muson dei Sassi	S.R. 307	14+100	11° 54' 55"	45° 31' 28"	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	8.50	1.00	X	X	X	PM	PW	1	SR	NO	X	X	X	X	
157	152	X	X	PD	San Giorgio delle Pertiche	3	Fiume Tergola	S.R. 307	14+742	11° 55' 02"	45° 31' 49"	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	6.03	1.50	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
158	153	X	X	PD	Campoampiero	3	Fiume Muson Vecchio	S.R. 307	19+595	11° 56' 00"	45° 34' 21"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	5.40	4.00	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
159	153_b	X	X	PD	Campoampiero	3	Fiume Muson Vecchio	S.R. 307	19+595	11° 56' 00"	45° 34' 21"	ND	NO	NO	1	FULL_J	S_M_G	DCS	FRI	8.23	2.10	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	29.6	430	X	X
160	154	X	X	TV	Resana	3	Scolo Martinico	S.R. 307	25+511	11° 57' 04"	45° 37' 18"	1930	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DC	FRI	8.25	1.40	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	27.6	430	X	X
161	155	X	X	TV	Trevignano	3	Canale Vittoria	S.R. 348	11+050	12° 07' 30"	45° 44' 16"	ND	NO	NO	3	OTHER	X	NO	ND	ND	ND	X	X	X	X	X	X	X	NO	X	X	X	X	
162	156	X	X	RO	Ceneselli	3	Canal Bianco	S.R. 482	59+831	11° 24' 27"	45° 02' 59"	1971	NO	YES_C	2-3	GERBER	C_M_G	DC	NEO	31.35	4.10	0.90	7.40	8.22	PC	PW	1	SR	NO	X	47	430	X	X
163	157	X	X	TV	Caerano San Marco	2	Canale di Caerano	S.P. 667	14+010	11° 59' 39"	45° 47' 23"	ND	NO	NO	3	OTHER	X	NO	ND	ND	ND	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	X	X	X	
164	158	X	X	TV	Castelfranco Veneto	3	Cavalcavia S.P. 83	S.R. 54	3+146	11° 54' 27"	45° 39' 59"	2000	NO	YES_C	M	CONT	C_M_G	DPC	NEO	33.00	6.00	2.00	2.00	1.00	PC	PSC	1	SC	NO	YES	35.6	430	X	X
165	159	X	X	BL	Stefano di Cadore	3	Rio Rim	S.R. 355	46+080	X	X	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	5.90	3.20	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
166	160	X	X	BL	Puos d'Alpago	2	Torrente Romasens	S.R. 422	44+834	12° 22' 16"	46° 08' 16"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	12.00	3.50	X	X	X	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
167	160_b	X	X	BL	Puos d'Alpago	2	Torrente Romasens	S.R. 422	44+834	12° 22' 16"	46° 08' 16"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	12.00	3.10	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	28.2	430	X	X
168	161	X	X	BL	Puos d'Alpago	2	Torrente Valturcana	S.R. 422	5+618	X	X	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	9.75	3.50	1.90	10.65	5.61	PM	X	X	X	NO	X	X	X	X	
169	162	X	X	TV	Silea	3	Ponte su Scolo	S.R. 89	3+480	12° 19' 29"	45° 38' 46"	ND	NO	YES	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	10.00	3.70	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	25	430	X	X
170	163	X	X	TV	Roncade	3	Fiume Musestre	S.R. 89	6+891	12° 22' 01"	45° 38' 20"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	15.55	2.90	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	27.5	430	X	X
171	164	X	X	TV	Roncade	3	Mincio	S.R. 89	10+753	12° 24' 57"	45° 38' 10"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	14.25	3.80	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	28.1	430	X	X
172	165	X	X	VE	Meolo	3	Canale Irriguo	S.R. 89	14+150	12° 27' 15"	45° 37' 40"	ND	NO	NO	1	FULL_J	C_SLAB	DC	FRI	5.50	3.45	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	28.5	430	X	X
173	166	X	X	VE	Meolo	3	Canale Irriguo	S.R. 89	15+757	12° 28' 24"	45° 37' 22"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_SLAB	DC	FRI	8.50	3.00	X	X	X	PC	X	X	X	NO	X	29.3</			

255	246	X	X	BL	Cibiana di Cadore	2	Rio Clarezzerago	S.R. 347	67-360	12° 17' 4"	46° 23' 8"	1963	NO	YES_C	1	FULL_I	C_SIAB	DC	ND	8.00	5.75	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	24.2	430	X	X	X
256	247	X	X	BL	Valle di Cadore	3	Rio Livinò	S.P. 347	72-460	X	X	1912	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	9.20	1.85	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
257	248	X	X	BL	Valle di Cadore	3	Torrente Boite	S.R. 347	72-700	X	X	1947	NO	NO	1	D_ARCH	X	DC	ND	28.30	7.00	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
258	249	X	X	BL	San Pietro di Cadore	3	Rio Bianco	S.R. 355	40-920	12° 38' 40"	46° 34' 37"	1960	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	21.35	5.90	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	36.1	430	X	X	X
259	250	X	X	BL	San Pietro di Cadore	3	Fiume Piave	S.R. 355	44-430	12° 36' 14"	46° 34' 37"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	12.87	2.90	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
260	251	X	X	BL	Santo Stefano di Cadore	3	Torrente Frison	S.P. 465	5-970	12° 35' 60"	46° 31' 24"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	8.00	0.40	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
261	252	X	X	BL	Sovramonte	3	Torrente Val	S.P. 473	9-905	X	X	1920	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	3.50	3.00	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
262	253	X	X	BL	Cornello Superiore	3	Torrente Padola	S.P. 532	0+465	12° 28' 50"	46° 28' 23"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	S_M_G	DPS	FRI	14.60	7.75	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	30.3	430	X	X	X
263	254	X	X	BL	Alleghe/Rocca Pietore	3	Torrente Cordevole	S.P. 544	11° 59' 19"	46° 26' 28"	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	2.34	1.00	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X		
264	255	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Rio Vallazza	S.R. 563	1-057	11° 58' 57"	46° 26' 14"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DC	FRI	24.80	4.60	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	32.3	430	X	X	X
265	256	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Torrente Cordevole	S.P. 563	5-905	11° 57' 50"	46° 28' 12"	ND	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	7.00	3.50	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
266	257	X	X	BL	Rocca Pietore	2	Torrente Gresal	S.P. 635	1-900	12° 5' 58"	46° 5' 37"	1930	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	10.10	3.40	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
267	258	X	X	BL	Sedico	3	Codalonga I	S.P. 638	17-074	12° 01' 54"	46° 27' 32"	1978	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	19.80	4.40	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	22.3	430	X	X	X
268	259	X	X	BL	Colle Santa Lucia	3	Codalonga II	S.R. 638	18-165	12° 01' 49"	46° 28' 03"	1978	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	24.80	4.10	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	22.3	430	X	X	X
269	260	X	X	BL	Colle Santa Lucia	3	Codalonga III	S.R. 638	18-758	12° 01' 56"	46° 28' 13"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	24.80	4.10	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	22.3	430	X	X	X
270	261	X	X	BL	Colle Santa Lucia	3	Codalonga IV	S.R. 638	19-873	12° 01' 52"	46° 28' 29"	1978	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	25.00	5.85	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	26.1	430	X	X	X
271	262	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Plan de Lobbia II	S.P. 641	16-141	11° 54' 02"	46° 27' 07"	ND	NO	NO	1	OTHER	X	DM	ND	ND	ND	ND	ND	ND	PC	X	X	X	ND	X	29.2	430	X	X	X
272	263	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Invaso Enel	S.P. 641	19-445	11° 54' 30"	46° 25' 47"	ND	NO	NO	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	NEO	20.60	1.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	29.2	430	X	X	X
273	264	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Rio Lestamola	S.P. 641	20-725	11° 55' 24"	46° 25' 33"	1970	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	S_DOUBLE	DPS	DISP	42.70	8.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	29.2	430	X	X	X
274	265	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Torrente Pettorina	S.P. 641	21-267	11° 55' 45"	46° 25' 30"	1970	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	S_DOUBLE	DPS	DISP	47.80	2.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	29.2	430	X	X	X
275	266	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Rio Val Bona	S.P. 641	22-315	11° 56' 09"	46° 25' 21"	1970	NO	YES_C	1	FULL_I	C_M_G	DC	ND	17.75	2.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	31.2	430	X	X	X
276	267	X	X	BL	Rocca Pietore	3	Torrente Pettorina	S.P. 641	23-041	11° 56' 26"	46° 25' 30"	1970	NO	YES_C	1	FULL_I	C_M_G	DC	ND	19.50	5.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	31.2	430	X	X	X
277	268	X	X	TV	Rocca Pietore	2	Torrente Roggia	S.S. 248	44-132	11° 50' 44"	45° 46' 46"	ND	NO	NO	1	FULL_I	C_M_G	DC	ND	9.00	4.50	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	28.3	430	X	X	X
278	269	X	50	TV	Maser	2	Calvacivà Via Cantorse	S.S. 248	52-170	11° 56' 39"	45° 47' 35"	ND	NO	NO	1	FULL_I	C_SIAB	DC	ND	9.16	4.40	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	29.54	430	X	X	X
279	270	X	X	TV	Fregona	2	Torrente Gava	S.P. 422	37-532	X	X	1925	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	13.50	0.50	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
280	271	X	19	TV	San Tommaso Agordino	3	Torrente Tapparo	S.R. 248	36-313	11° 32'	45° 48' 26"	1948	YES	LAB_C	2-3	M_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	22.00	5.00	2.00	9.00	4.50	PC	PW	1	SR	ND	X	40.38	430	X	X	X
281	272	X	X	VI	Torri di Quartesolo	3	Fiume Tesina	S.R. 11	35-050	X	X	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	15.25	1.65	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
282	273	X	58	VR	Peschiera del Garda	3	Ponte del fiume Minicio	S.R. 11	278-205	10° 42' 02"	45° 25' 52"	1971	YES	LAB_C	2-3	CONT	C_M_BOX	DPC	DISP	68.50	1.60	1.50	8.80	5.87	PC	PW	1	SR	ND	X	36.52	466	681	25.5	
283	274	X	59	VR	San Bonifacio	3	Fiume Alpone	S.R. 11	323-552	11° 15' 32"	45° 24' 13"	ND	YES	LAB_C	2-3	OTHER	C_M_G	DM	FRI	6.00	5.30	1.40	10.40	7.43	PM	PW	1	SR	ND	X	23.38	430	X	X	X
284	275	X	X	VI	Gambellara	3	Cavalcafosso ad arco in mattoni	S.R. 11	330-718	11° 20' 32"	45° 25' 30"	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	7.00	3.50	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
285	276	X	X	VI	Montebello	3	Cavalcafosso	S.R. 11	333-153	X	X	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	6.00	1.70	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
286	277	X	62	VR	Montebello	3	Cavalcavia Autostrada BS-PD	S.R. 11	333-564	11° 22' 13"	45° 26' 29"	ND	NO	LAB_C	2-3	M_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	24.50	4.95	1.50	1.50	1.00	PC	PFM	6	SR	ND	X	50.66	430	X	X	X
287	278	X	63	VR	Montebello	3	Fiume Guà	S.R. 11	337-015	11° 24' 03"	45° 27' 43"	ND	NO	LAB_C	2-3	OTHER	C_M_G	DM	FRI	12.50	3.30	2.20	10.30	4.68	PM	PW	1	SR	ND	X	21.6	430	X	X	X
288	279	X	X	VI	Montecchio	3	Ponte in muratura	S.R. 11	339-777	11° 25' 07"	45° 28' 56"	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	3.80	2.00	X	X	X	PC	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
289	280	X	X	VI	Altavilla/Vicenza / Crenzao	3	Torrente Retrone	S.R. 11	347-357	X	X	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	5.90	1.65	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
290	281	X	68	PD	Piazzola sul Brenta	3	Fiume Brenta	S.R. 47	14-080 DX	11° 49' 54"	45° 31' 03"	ND	NO	LAB	2-3	M_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	31.60	6.00	1.20	1.20	1.00	PC	PF2	2	SC	ND	X	30.05	453.5	635	25.25	
291	282	X	67	PD	Piazzola sul Brenta	3	Fiume Brenta	S.R. 47	14-080 SX	11° 49' 54"	45° 31' 03"	ND	NO	LAB_C	2-3	OTHER	C_M_G	DM	FRI	31.60	6.00	1.90	8.60	4.53	PM	PW	1	SR	ND	X	75.37	430	X	X	X
292	283	X	69	PD	Cittadella	3	Cavalcavia Borgo Vicenza	S.R. 47	29-990	11° 46' 24"	45° 38' 52"	1994	NO	LAB	M	CONT	S_BOX	DPS	NEO	26.30	3.10	1.25	5.45	4.36	PC	PW	1	SR	ND	YES	40.12	525	684	19.66	
293	284	X	X	BL	Cortina d'Ampezzo	3	Torrente Boite	S.R. 48	122-443	X	X	1918	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	19.95	2.00	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
294	285	X	X	BL	Auronzo di Cadore	3	Torrente Marzon	S.R. 48	149-748	X	X	ND	NO	NO	2-3	ARCH	X	DM	ND	19.95	2.00	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
295	286	X	3	BL	Auronzo di Cadore	3	Torrente Diebba	S.R. 48	159-800	12° 27' 47"	46° 32' 25"	1976	NO	LAB	M	M_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	21.65	3.60	1.50	1.50	1.00	PC	PF2	2	SC	ND	X	36.25	404.5	605	23.5	
296	287	X	X	BL	Fonziaco	2	Centrale ENEL	S.R. 50	49-420	11° 46' 38"	46° 01' 18"	1965	NO	YES_C	1	S_SIMPLE	C_M_G	DPC	FRI	11.25	8.30	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	46.26	430	X	X	X
297	288	X	X	BL	Lamon	2	Sarca	S.R. 50	50-948	X	X	1946	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	11.80	4.60	X	X	X	PM	PW	1	SR	ND	X	X	X	X	X	
298	289	X	X	BL	Lamon	3	Arcate	S.R. 50	53-259	11° 45' 46"	46° 3' 22"	ND	NO	NO	1	D_ARCH	X	DC	ND	24.00	ND	X	X	X	PC	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
299	290	X	8	BL	Sovramonte	3	Pontet I	S.R. 50	60-608	11° 46' 21"	46° 6' 13"	1994	NO	LAB	M	CONT	S_M_G	DPS	FRI	58.00	15.80	3.00	6.00	2.00	PC	PSC	1	SR	ND	YES	39.47	533	633	23.5	
300	291	X	X	BL	Sedico	3	Torrente Val di Pier	S.R. 203	13-537	12° 7' 47"	46° 12' 38"	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	10.00	3.50	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
301	292	X	X	BL	Agordo	2	Torrente Rio Molini	S.R. 203	14-150	12° 2' 25"	46° 16' 13"	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	15.00	4.25	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
302	293	X	X	BL	Sedico	2	Rio Val Vescovà	S.R. 203	15-712	X	X	1930	NO	NO	1	ARCH	X	DM	ND	6.00	2.50	X	X	X	PM	X	X	X	ND	X	X	X	X	X	
303	294	X	13	BL	Agordo																														

