

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L' ANALISI
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni per la Valutazione della
Sicurezza Strutturale di Ponti Stradali in
Muratura**



CNR-DT 213/2015

ROMA – CNR 16 Ottobre 2015

**Proprietà letteraria riservata
del
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

CNR-DT 213/2015

ROMA – CNR 16 Ottobre 2015

INDICE

1	<u>PREMESSA.....</u>	<u>1</u>
1.1	SCOPO E LIMITAZIONI DELLE ISTRUZIONI.....	1
1.2	AMBITO DI APPLICAZIONE.....	1
1.3	QUADRO NORMATIVO.....	2
1.4	AZIONE SISMICA.....	3
2	<u>NOMENCLATURA E TIPOLOGIA DEL PONTE MURARIO.....</u>	<u>4</u>
2.1	NOMENCLATURA E COMPONENTI DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA.....	4
2.1.1.	ARCATA(O VOLTA).....	4
2.1.2.	PIEDRITTO.....	4
2.1.3.	ALVEO.....	5
2.1.4.	OPERA DI DIFESA IDRAULICA.....	5
2.1.5.	ROSTRO.....	5
2.1.6.	FONDAZIONI.....	5
2.1.7.	CORONAMENTO.....	5
2.1.8.	TIMPANO.....	6
2.1.9.	VIA PORTATA.....	6
2.1.10.	ACCESSO.....	7
2.1.11.	STROMBATURE.....	7
2.2	FUNZIONI DEI COMPONENTI.....	7
2.2.1.	ARCATA.....	7
2.2.2.	PIEDRITTO.....	8
2.2.3.	ALVEO.....	8
2.2.4.	OPERE DI DIFESA IDRAULICA.....	8
2.2.5.	ROSTRO.....	8
2.2.6.	FONDAZIONI.....	9
2.2.7.	CORONAMENTO.....	9
2.2.8.	TIMPANO.....	9
2.2.9.	VIA PORTATA.....	9
2.2.10.	ACCESSO.....	10
2.3	TIPOLOGIA (PONTE "RETTO", "INCLINATO", "OBLIQUO", "CURVO", "SGHEMBO").....	10
3	<u>AZIONI, CONDIZIONI DI CARICO E CRITERI DI VERIFICA PER PONTI STRADALI IN MURATURA ESISTENTI.....</u>	<u>11</u>
3.1	PREMESSA.....	11
3.2	AMBITO DI APPLICAZIONE. DEFINIZIONE DI "PONTE MURARIO ESISTENTE".....	12
3.3	VITA NOMINALE RESIDUA E CLASSI D'USO. CATEGORIE STRADALI.....	12
3.3.1	VITA NOMINALE RESIDUA E VITA NOMINALE.....	12
3.3.2	CLASSI D' USO.....	12
3.3.3	CATEGORIE STRADALI (RIF. PAR. 5.1.3.3.4.NTC2008).....	13
3.4	CONTROLLO DELLA SICUREZZA DEI PONTI MURARI ESISTENTI.....	13
3.4.1	VERIFICA.....	13
3.4.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	13
3.4.3	NOTA.....	14
3.4.4	APPROCCIO.....	14
3.5	STATI LIMITE.....	14
3.5.1	STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	14
3.5.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	15
3.5.3	STATI LIMITE DI RIFERIMENTO PER IL CONTROLLO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE.....	15
3.6	AZIONI SUI PONTI IN MURATURA ESISTENTI.....	15

3.6.1	CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SUI PONTI MURARI ESISTENTI.....	15
3.6.1.1	In base al modo di esplicarsi	15
3.6.1.2	Secondo la risposta strutturale.....	15
3.6.1.3	Secondo la variazione della loro intensità nel tempo.....	15
3.7	AZIONI SUI PONTI STRADALI	16
3.7.1	AZIONI PERMANENTI.....	16
3.7.2	DEFORMAZIONI IMPRESSE.....	16
3.7.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	16
3.7.4	DEGRADO	17
3.7.5	ALTRE AZIONI.....	17
3.8	AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....	18
3.8.1	CONDIZIONI DI CARICO MOBILE.....	18
3.8.2	INDIVIDUAZIONE DELLE POSIZIONI DEI CARICHI PER LE VERIFICHE.....	19
3.9	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	19
3.9.1	COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
3.9.2	STATI LIMITE ULTIMI.....	20
3.9.3	STATO LIMITE DI ESERCIZIO.....	20
3.10	ALTRE VERIFICHE.....	20
3.10.1	VERIFICA DELLA MASSICCIATA STRADALE.....	20
3.10.2	VERIFICA DEI MURI DI TESTA.....	21
3.10.3	STRUTTURE SECONDARIE.....	22
3.11	VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI	22
3.12	VERIFICHE ALLE AZIONI SISMICHE.....	22
3.13	OPERE ACCESSORIE.....	23
3.14	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI E DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI.....	23
4	<u>INDAGINE STORICO-TECNOLOGICA.....</u>	<u>24</u>
4.1	TECNICA DI COSTRUZIONE DEL PONTE.....	24
4.2	CRITERI DI PROGETTO ORIGINARI.....	24
4.3	VERIFICA DI CONFORMITÀ ALLA "REGOLA D' ARTE"	25
4.3.1.	VALUTAZIONE DI CONFORMITÀ.....	25
4.3.2.	FATTORE DI DIFFORMITÀ.....	25
4.3.3.	FORMULE DI RIFERIMENTO PER LO SPESSORE DELLE ARCATE.....	26
4.3.4.	FORMULE DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE PILE.....	27
4.3.5.	FORMULE DI RIFERIMENTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE SPALLE.....	29
4.3.6.	SPESSORI MINIMI DELLE MURATURE.....	29
4.4	UTILIZZO DEL PONTE E SUA IDONEITÀ ATTUALE DI FATTO.....	30
5	<u>RICOSTRUZIONE PROGETTUALE DEL PONTE.....</u>	<u>31</u>
5.1.	RICOSTRUZIONE PROGETTUALE.....	31
5.2.	PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER IL RILIEVO GEOMETRICO DEL PONTE.....	31
5.2.1.	RILIEVO DI INSIEME DEL PONTE.....	31
5.2.2.	RILIEVO DELLA FORMA E DELLE DIMENSIONI DELLE PARTI STRUTTURALI.....	31
5.2.3.	RILIEVO DEI QUADRI FESSURATIVI.....	31
5.2.4.	DOCUMENTAZIONE DELLO STATO DEI DISSESTI.....	32
5.2.5.	DEFINIZIONE DELLA QUOTA DI IMPOSTA DELLE FONDAZIONI, LORO PROFONDITÀ DAL PIANO DI CAMPAGNA E ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE.....	32
5.3.	RILIEVO DEI COMPONENTI (ARCATE, PILE, SPALLE, FONDAZIONI, ETC.)	32
5.3.1.	ARCATE.....	32
5.3.1.1.	Via portata.....	32
5.3.1.2.	Sistema spingente.....	32
5.3.1.3.	Cappe.....	33
5.3.1.4.	Timpani.....	33

5.3.1.5.	Parapetti.....	33
5.3.1.6.	Rinfianchi.....	33
5.3.1.7.	Riempimento.....	33
5.3.2.	<i>PILE</i>	34
5.3.3.	<i>SPALLE</i>	34
5.3.4.	<i>FONDAZIONI</i>	35
5.3.5.	<i>MURI DI TESTA</i>	35
5.4.	INDAGINI	36
5.4.1.	<i>PROVE ENDOSCOPICHE</i>	36
5.4.2.	<i>PROVE GEORADAR</i>	36
5.4.3.	<i>PROVE ULTRASONICHE</i>	37
5.4.4.	<i>PROVE GEOSISMICHE DI TIPO CROSS-HOLE</i>	37
5.4.5.	<i>SONDAGGI</i>	37
5.4.6.	<i>CAROTAGGI E MICRO-CAROTAGGI</i>	37
5.4.7.	<i>PRELIEVO DI CAMPIONI</i>	37
5.5.	MAPPA DELLO STATO DEI DISSESTI	37
5.6.	DETTAGLI COSTRUTTIVI	38
5.7.	IDENTIFICAZIONE DI EVENTUALI INTERVENTI PRECEDENTI E/O MANOMISSIONI	38
6	<u>RICOSTRUZIONE MATERIALE DEL PONTE</u>	39
6.1	PREMESSA	39
6.2	PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER IL RILIEVO MATERIALE DEL PONTE	39
6.3	RILIEVO DEL TESSUTO MURARIO (PIETRAME, MALTA E GIUNTI, E TESSITURA MURARIA)	40
6.3.1.	<i>TESSUTO MURARIO</i>	40
6.3.1.1.	Resistenza della muratura.....	40
6.3.1.2.	Legame costitutivo della muratura.....	41
6.3.1.3.	Duttilità della muratura.....	42
6.3.1.4.	Impraticabilità di prove dirette.....	44
6.3.2.	<i>PROPRIETÀ DEI GIUNTI DI MALTA</i>	44
6.3.3.	<i>PROPRIETÀ DEL PIETRAME</i>	44
6.3.4.	<i>PROPRIETÀ DEL RINFIANCO E DEL RIEMPIMENTO</i>	45
6.4.	INDAGINI	45
6.4.1.	<i>PROVE PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI</i>	46
6.4.1.1.	Prove non distruttive.....	46
6.4.1.2.	Prove distruttive.....	47
6.4.2.	Prove per la caratterizzazione delle strutture.....	48
6.4.2.1.	Prove statiche.....	48
6.4.2.2.	Prove dinamiche.....	48
6.5.	RILIEVO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE DIVERSE (PER MATERIALI E/O TESSITURA)	
	TIPOLOGIE DI MURATURA E MAPPATURA DEL LORO STATO DI DEGRADO	49
6.5.1.	<i>RICONOSCIMENTO DEI MATERIALI</i>	49
6.5.2.	<i>ORGANIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO MURARIO</i>	50
6.5.3.	<i>MAPPA DEL TESSUTO MURARIO</i>	51
6.5.4.	<i>ANALISI DEL DEGRADO E LIVELLI DI DEGRADO</i>	51
6.5.5.	<i>MAPPATURA DELLO STATO DI DEGRADO DEI MATERIALI E DELLE MURATURE</i>	53
7	<u>ESAME DELLE SITUAZIONI DI RISCHIO</u>	54
7.1	SITUAZIONI DI RISCHIO	54
7.2	VALUTAZIONE SINTETICA DELLO STATO DI EQUILIBRIO DEL PONTE.	
	CONSIDERAZIONI D' INSIEME E LOCALI	54
7.2.1.	<i>METODI E CRITERI</i>	54
7.2.2.	<i>CONSIDERAZIONI DI INSIEME</i>	55

7.2.3.	<i>CONSIDERAZIONI LOCALI</i>	55
7.3	ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO DURANTE UNA PIENA E DETERMINAZIONE DELLE PRESCRIZIONI NECESSARIE.	56
7.4	DISAMINA DEI PROBLEMI GEOTECNICI (SE PRESENTI) INERENTI IL COMPORTAMENTO DELLE FONDAZIONI E DEFINIZIONE DELLE PRESCRIZIONI NECESSARIE	57
8	<u>ANALISI STRUTTURALE GLOBALE</u>	59
8.1	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	59
8.1.1.	<i>LIVELLI DI CONOSCENZA</i>	59
8.1.2.	<i>FATTORI DI CONFIDENZA</i>	60
8.2	STATI LIMITE DI VERIFICA	60
8.3	MODELLAZIONE STRUTTURALE	61
8.3.1.	<i>MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE DEL PONTE</i>	62
8.3.2.	<i>MODELLAZIONE PIANA DEL PONTE</i>	64
8.4	ANALISI STRUTTURALE GLOBALE. MODELLI BIDIMENSIONALI	66
8.4.1	<i>ANALISI STRUTTURALE ELASTICA LINEARE</i>	66
8.4.2	<i>ANALISI STRUTTURALE ELASTICA NON LINEARE. MURATURA NON REAGENTE A TRAZIONE (NRT)</i>	67
8.4.3	<i>ANALISI STRUTTURALE ANELASTICA</i>	68
8.4.4	<i>CALCOLO A ROTTURA (ANALISI LIMITE)</i>	70
8.5	ALTRE VERIFICHE	71
8.5.1.	<i>MASSICCIA STRADALE</i>	71
8.5.2.	<i>RIEMPIMENTO E RINFIANCO</i>	71
8.5.3.	<i>MURI DI TESTA</i>	71
8.5.4.	<i>ANALISI STRUTTURALE SVOLTA CON L' AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO</i>	71
8.6	PARAMETRI MECCANICI DI BASE DELLA MURATURA	72
8.6.1.	<i>RESISTENZA A COMPRESSIONE E A TAGLIO</i>	72
8.6.2.	<i>RESISTENZA A TRAZIONE PER ATTRITO</i>	72
8.6.3.	<i>MODULI DI ELASTICITÀ SECANTI</i>	73
8.7	CONDIZIONI DI CARICO E CONDIZIONI PARTICOLARI DI VERIFICA IN RELAZIONE AI DIVERSI STATI LIMITE CONSIDERATI	74
8.8	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	74
8.9	STATO LIMITE ULTIMO	75
8.10	ANALISI STRUTTURALE ATTRAVERSO ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI COMPONENTI	75
8.11	ECCENTRICITÀ DELLA CONDIZIONE DI CARICO RISPETTO ALL' ASSE LONGITUDINALE DELLE ARCADE	75
8.12	PONTI NON RETTILINEI	76
8.13	VERIFICA SISMICA	77
8.14	ESITO DELLA VALUTAZIONE E AZIONI CONSEGUENZIALI	77
9	<u>ANALISI STRUTTURALE PER COMPONENTI</u>	78
9.1	PREMESSA	78
9.2	ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA E TRASMISSIONE SEQUENZIALE DEI CARICHI	78
9.2.1.	<i>CORONAMENTO</i>	78
9.2.2.	<i>VIA PORTATA</i>	78
9.2.3.	<i>SOVRASTRUTTURA STRADALE</i>	78
9.2.4.	<i>RIEMPIMENTO</i>	78
9.2.5.	<i>RINFIANCO</i>	78
9.2.6.	<i>MURI DI TESTA</i>	78
9.2.7.	<i>ARCATA (O VOLTA</i>	78
9.2.8.	<i>PIEDRITTI</i>	79
9.2.9.	<i>FONDAZIONE</i>	79
9.3	ASSOLVIMENTO DELLE FUNZIONI STATICHE DEI COMPONENTI DEL PONTE	80
9.3.1.	<i>CORONAMENTO</i>	80

9.3.2.	VIA PORTATA.....	80
9.3.3.	SOVRASTRUTTURA STRADALE	80
9.3.4.	RIEMPIMENTO.....	80
9.3.5.	RINFIANCO	80
9.3.6.	MURI DI TESTA.....	81
9.3.7.	ARCATA.....	81
9.3.8.	PIEDRITTO	81
9.3.9.	FONDAZIONE.....	81
9.4	ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI COMPONENTI DEL PONTE	81
9.5	CONDIZIONI DI CARICO E CONDIZIONI PARTICOLARI DI VERIFICA IN RELAZIONE AI DIVERSI STATI LIMITE CONSIDERATI. VERIFICHE IN RELAZIONE AGLI STATI LIMITE CONSIDERATI.....	82
9.6	ANALISI SOTTO IL CARICO PERMANENTE.....	82
9.7	VERIFICHE SOTTO IL CARICO PERMANENTE PIÙ I CARICHI ACCIDENTALI.....	88
10	<u>SORVEGLIANZA E MANUTENZIONE.....</u>	89
10.1	PREMESSA.....	89
10.2	SORVEGLIANZA PROGRAMMATA	89
10.2.1.	GENERALITÀ SULLA SORVEGLIANZA PROGRAMMATA	89
10.2.2.	OPERAZIONI PRELIMINARI ALL' ATTO DELLA CONCLUSIONE DELLE OPERAZIONI DI VERIFICA E/O DI CONSOLIDAMENTO	90
10.2.3.	OGGETTO DELLA SORVEGLIANZA PROGRAMMATA	90
10.2.4.	STRUMENTI DELLA SORVEGLIANZA PROGRAMMATA	91
10.2.4.1.	Ispezione corrente	91
10.2.4.2.	Ispezione straordinaria.....	93
10.2.4.3.	Ispezione qualitativa.....	93
10.2.4.4.	Ispezione dettagliata.....	93
10.2.4.5.	Ispezione dettagliata eccezionale.....	96
10.3	SORVEGLIANZA SPECIALE.....	96
10.3.1.	SAGGI. PROVE IN SITO E IN LABORATORIO	97
10.3.2.	SORVEGLIANZA INTENSIFICATA.....	97
10.3.3.	ALTA SORVEGLIANZA.....	98
11	<u>RAPPORTO CON LA NORMATIVA VIGENTE E RELATIVI ASPETTI CRITICI..</u>	99
11.1	RIFERIMENTO ALLE NTC2008 (CAP. 8-COSTRUZIONI ESISTENTI) E SPECIFICHE DELLA CIRCOLARE APPLICATIVA 2 FEBBRAIO 2009, N. 617.	99
11.1.1.	DEFINIZIONE DI "COSTRUZIONE ESISTENTE".....	99
11.1.2.	AUTOLIMITAZIONE DEL DETTATO NORMATIVO.....	99
11.2	VERIFICA E VALUTAZIONE NEL CONTESTO NORMATIVO	100
11.2.1.	SCENARI DI VERIFICA/VALUTAZIONE E STATI LIMITI.	100
11.2.2.	OBBLIGATORietà DELLA VERIFICA E/O DELLA VALUTAZIONE DI SICUREZZA PER LE COSTRUZIONI ESISTENTI.	101
11.3	REGOLAMENTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO.	103
	BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE.....	105

1 Premessa

1.1 SCOPO E LIMITAZIONI DELLE ISTRUZIONI

Le presenti Istruzioni (IS) si intendono riferite ai ponti esistenti con struttura portante interamente in muratura.

Nell' attuale quadro normativo tecnico, pertanto, dette strutture, in quanto "esistenti", sono regolate dal Cap. 8 ("Costruzioni Esistenti") delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 14/01/2008 integrato dal corrispondente Cap. C8 della Circolare Applicativa (CA) 02/02/2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008).

Si precisa che le presenti Istruzioni non vogliono nè possono intendersi sostitutive delle Norme Tecniche emanate dagli organismi istituzionali a tanto deputati. Esse pertanto intervengono esclusivamente per quanto attiene gli aspetti metodologici e tecnico-scientifici a supporto della Normativa Ufficiale e ad integrazione della stessa, laddove questa consenta deroghe o richieda la autonoma valutazione dell' operatore tecnico professionale. E pertanto restano valide e intatte tutte le prescrizioni e/o indicazioni di carattere amministrativo riguardanti i casi di obbligatorietà di verifica o di valutazione della sicurezza, di intensificazione della sorveglianza e di intervento nelle sue articolazioni di adeguamento, miglioramento e riparazione, con tutte le conseguenze previste nelle Norme attuali ed a venire.

Le presenti IS si intendono quindi operative in tutti quei casi in cui si siano realizzate le premesse per poter o dover procedere all' attuazione di verifiche o valutazioni di sicurezza e/o alla progettazione di interventi di consolidamento.

Il documento tratta dei seguenti argomenti:

- Descrizione tipologica di base delle strutture da ponte in muratura esistenti;
- Carichi e sovraccarichi da considerare nelle verifiche strutturali in applicazione delle NTC vigenti alla data di redazione del documento;
- Percorso di indagine storico-tecnologica per una identificazione preliminare qualitativa della idoneità della struttura;
- Guida alla ricostruzione progettuale del ponte e definizione del relativo livello di conoscenza;
- Guida alla ricostruzione materiale del ponte e definizione del relativo livello di conoscenza;
- Esame delle situazioni di rischio, con particolare riferimento allo intervento di competenze complementari alla Ingegneria Strutturale;
- Criteri e metodi di analisi e verifica strutturale globale;
- Criteri e metodi per l' analisi e la verifica strutturale dei componenti;
- Criteri e metodi di sorveglianza e manutenzione programmata.

1.2 Ambito di applicazione

Le presenti Istruzioni si applicano, per quanto in sintonia con le Norme vigenti, alla valutazione della sicurezza strutturale delle infrastrutture pontiere in muratura esistenti, anche a seguito di interventi di miglioramento strutturale, consolidamento e adeguamento statico.

Esse pertanto sono concepite esclusivamente per l' applicazione a fabbriche esistenti, eventualmente originariamente progettate e anche successivamente verificate e certificate in difformità dalla normativa vigente.

1.3 QUADRO NORMATIVO

Le presenti Istruzioni sono state redatte tenendo presente, oltre le vigenti NTC, il seguente quadro normativo:

(Elenco delle norme di riferimento, anche se superate dalle NTC)

NORME TECNICHE

Costruzioni in zone sismiche

L. 2 febbraio 1974, n. 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

Circ. LL. PP. 2 novembre 1981, n. 895

L. 2-2-1974, n. 64 art. 30. Interpretazione della normativa transitoria in materia di edilizia antisismica.

Decreto Ministeriale 16-1-1996

Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”, G.U. 5-2-1996, n. 29

Circolare 4 luglio 1996, N.156AA.GG./STC

Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi' di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”.

Circ.M.LL.PP. del 10/04/1997 n.65.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16.01.1996.

Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 N. 3274. (G.U. 8-5-2003, n. 105, suppl.)

Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 2 Ottobre 2003 N. 3316. (G.U. 10-10-2003, n. 236.)

Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3 Maggio 2005 N. 3431. (G.U. 10-5-2005, n. 107, suppl. n. 85.)

Edifici in muratura

D.M.LL.PP. del 20/11/1987

Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

Circ. LL.PP. 4 gennaio 1989 n. 30787;

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 art. 1. Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

Indagini sui terreni e sulle rocce - Opere di sostegno delle terre e fondazioni

D.M.LL.PP. 11 marzo 1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l' esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483

Legge 2 febbraio 1974 art. 1--D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l' esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l' applicazione.

Ponti stradali

D. Min. LL.PP. 4 maggio 1990

Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.

Circ. LL.PP.--Pres.Cons.Sup.Serv. Tecnico Centr. 25 febbraio 1991, n. 34233.

Legge 2-2-1974, n. 64-- Art.1 D.M. 4-5-1990--Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

DM 14/1/2008

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617

1.4 AZIONE SISMICA

Occorre premettere che la previsione della risposta sismica di un ponte in muratura presenta non poche difficoltà, ed allo stato non esistono modelli di comportamento certi, soprattutto nei confronti di azioni trasversali al ponte, per non parlare di ponti a tracciato curvo o addirittura sbieco. Il comportamento certamente non lineare della struttura, deriva principalmente dalla debole resistenza a trazione del materiale, che al limite è nulla, da fenomeni di schiacciamento, e dal possibile dislocamento del pietrame nel corso dello scuotimento sismico.

La non-linearità del sistema strutturale rende vane, o comunque di dubbia efficacia, analisi basate sul principio di sovrapposizione, priva di senso le analisi modali e inficia la stessa rappresentazione della azione sismica attraverso gli spettri di risposta elastici, dai quali occorrerebbe risalire alla densità spettrale del moto origine, cioè quello del terreno, per poi rielaborarlo in relazione alle caratteristiche del sistema strutturale in esame.

La fragilità nella rottura per trazione e la modesta duttilità a compressione fanno ritenere che l'isteresi sia piuttosto ridotta nelle parti strettamente strutturali (muratura principale di arcate e pile); tuttavia la dissipazione energetica è sostenuta dalla deformazione dei rinfianchi, e ancora di più del riempimento, che essendo in genere costituiti di materiali resistenti per attrito interno, agiscono come veri e propri dissipatori e contribuiscono alla mitigazione degli effetti dinamici. Peraltro, rinfianchi e riempimento hanno l'effetto di ridistribuire parzialmente il carico sulle arcate in funzione del loro assestamento nel corso dello scuotimento, introducendo ulteriori fattori di incertezza ma, nei fatti, contribuendo allo adattamento dello assetto statico del ponte ad eventuali mutamenti della sua configurazione conseguenti allo intervento del sisma.

Si ritiene pertanto che il tema, con riferimento ai ponti murari, non sia allo stato maturo per la formulazione di Istruzioni in merito, segnalando la necessità di un consistente approfondimento, in particolare per quanto riguarda la definizione della intensità e della distribuzione della azione.

Un dato di fatto, comunque, è che in generale i ponti murari mostrano di essere poco vulnerabili alla azione sismica, e danni consistenti non sono frequenti.

2 Nomenclatura e tipologia del ponte murario

2.1 NOMENCLATURA E COMPONENTI DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA

2.1.1. Arcata (o Volta)

Solido murario, poggiante sui piedritti, che sostiene la via portata del ponte.

La volta, in genere, era vincolata da incastri alle estremità (*volta inarticolata*), ma sul finire del XIX sec è stato realizzato qualche esempio di ponte in muratura a due o tre cerniere, con articolazioni realizzate in ghisa o lamiera chiodata (*volta articolata*).

Nella arcata si distinguono due parti:

a) *Archi di testa o armille*: gli archi che concludono a monte e a valle la volta; essi partono dalle *linee d'imposta*

b) *Corpo* – E' la porzione di volta compresa tra i due archi di testa (spesso realizzata in materiale meno pregiato e con minore accuratezza esecutiva).

Linea d'imposta: segna il limite tra piedritto e arcata.

Concio di chiave, chiave o serraglia: il concio o cuneo a penetrazione posto alla sommità dell' arcata.

Controchiavi: i due cunei laterali alla chiave.

Testa: il settore di arco comprendente la *chiave* e le *controchiavi*

Concio alle reni o giunto di rottura: l'ultimo elemento del settore d'arco che va dall'imposta fino al piano limite oltre il quale la muratura, in fase di costruzione, non si mantiene più grazie all'attrito, in genere ad un angolo di 50° ÷ 60° con il piano verticale passante per il centro dell'arco.

Profilo: Sezione longitudinale dell' arcata

Linea d'asse longitudinale: E' la linea baricentrica del profilo

Curva di intradosso – E' la curva direttrice che genera la superficie inferiore della volta

Curva di estradosso - E' la curva direttrice che genera la superficie superiore della volta, ovvero la superficie limite tra la volta ed i timpani

Raggio di curvatura – Nelle volte circolari a spessore variabile si distingue un raggio di intradosso e un raggio di estradosso. Frequente è l' uso di curve non circolari (ellittiche, policentriche, etc.) a raggio di curvatura variabile con continuità o meno.

Freccia netta – E' la massima distanza tra la curva di intradosso e la corda che la sottende

Luce netta – E' la misura della corda che sottende la curva di intradosso

Ribassamento o rialzamento – E' il rapporto tra freccia e luce ($\rho=f/\ell$). Per direttrice circolare, $\rho = 1/2$, corrisponde all' arco a tutto sesto, e costituisce il limite tra archi rialzati ($\rho > 1/2$) ed archi ribassati ($\rho < 1/2$).

2.1.2. Piedritto

Riferito ai ponti, il termine piedritto designa l' elemento di sostegno verticale della arcata, compreso tra il piano di imposta della volta e il piano superiore della fondazione (nei ponti fluviali, è fissato poco al di sopra del livello di massima magra).

In relazione alla posizione e alla funzione è denominato:

a) *Pila*: Piedritto intermedio tra due arcate consecutive simmetriche. La sua principale funzione è quella di trasmettere alla *fondazione* le azioni trasmesse dalla volta. attraverso i conci d'imposta.

Se le volte adiacenti sono uguali, l'elemento strutturale sotto i soli carichi permanenti è

sollecitato prevalentemente da uno sforzo assiale, somma del peso proprio della pila e della risultante degli sforzi trasmessi dalle volte.

- b) *Spalla*: E' il piedritto estremo del ponte, realizzato in aderenza alle sponde.

Più che l'ubicazione il termine sottolinea il ruolo statico dell'elemento: equilibrare la spinta senza il contributo di una contropinta, a meno dell' eventuale terrapieno retrostante.

- c) *Pila-spalla* – E' un piedritto dimensionato per resistere all'azione trasmessa da due volte asimmetriche, o anche in assenza di una delle arcate.

A causa dell'asimmetria geometrica, la risultante delle azioni trasmesse dalle parti adiacenti è inclinata rispetto alla verticale e l'elemento strutturale è soggetto a pressione eccentrica e taglio.

2.1.3. Alveo

Linea che unisce i punti più depressi della corrente fluida del corso d'acqua scavalcato.

Può essere interpretata come proiezione del *filone* (filetto liquido del pelo libero in cui si ha la massima velocità, anche, detto *thalweg*).

L' *alveo trasversale* è identificato dai seguenti elementi:

- *Sezione bagnata*: Sezione trasversale alla corrente d'acqua che scorre nell'alveo; è normale, in ogni punto, alla direzione della corrente.
- *Perimetro bagnato*: Contorno della sezione bagnata a contatto con le pareti solide.
- *Raggio idraulico*: Rapporto tra l' area della sezione bagnata S ed il perimetro bagnato P, ($R=S/P$).
- *Pelo libero*: Traccia della superficie libera della corrente.

2.1.4. Opera di difesa idraulica

Definisce il complesso delle opere progettate per regolarizzare il tratto dell'alveo interessato dal ponte. Si distinguono in: *opere nel letto ordinario* e *opere nel letto di piena*

2.1.5. Rostro

Elemento, aggettante rispetto ai piani di testa del ponte, caratteristico dei piedritti in alveo.

Retrobecco: il rostro a monte, sempre presente

Avambecco: il rostro a valle, talvolta omesso.

2.1.6. Fondazioni

Parte del complesso strutturale che trasferisce al terreno i carichi trasmessi dalla costruzione sovrastante.

Essa può essere *diretta*, se la base del manufatto raggiunge lo strato solido atto a sopportare il peso; *indiretta*, se non lo raggiunge.

2.1.7. Coronamento

Costituisce la parte superiore dei muri di testa ed è composto da due parti:

- a) *Plinto*: immediatamente al di sopra del muro di testa eventualmente aggettante rispetto allo stesso.

Svolge la duplice funzione di proteggere la parete dalle acque piovane e di fornire un appoggio stabile al *parapetto* superiore. E', in genere, realizzato con lunghi elementi lapidei (2÷3m) ben ammassati nella muratura interna.

Si noti che lo stesso termine nella terminologia più moderna si riferisce, come noto, al sistema di ripartizione dello scarico delle pile sul terreno di fondazione o su eventuali palificate.

- b) *Parapetto*: spiccato al di sopra del plinto, è l'elemento di protezione;

In genere è elevato a filo o con piccolo aggetto rispetto al muro di testa ed ha altezza variabile tra 90 e 110cm.

2.1.8. Timpano

Nella accezione più ampia, è il volume di manufatto compreso tra la superficie di estradosso della volta ed il piano di posa del coronamento.

Le sue parti principali sono:

- a) *Rinfianco*: muratura, con funzione stabilizzante, compresa tra la superficie d'estradosso della volta, i muri di testa ed un piano tangente all'estradosso in prossimità della chiave.

Tale piano è generalmente inclinato in ragione del sesto e la sua pendenza dipende essenzialmente da due fattori: la stabilità dell'arcata e lo scolo delle acque meteoriche. Affinché risulti effettivamente collaborante alla statica del sistema è realizzato con apparecchio murario accurato e materiale di peso specifico non inferiore a quello della volta.

- b) *Cappa*: strato di materiale impermeabile, disteso al di sopra del rinfianco e lungo la parete interna dei muri di testa, per proteggere la struttura dalle eventuali infiltrazioni d'acqua.

Il materiale, oltre che impermeabile, deve essere sufficientemente elastico per adeguarsi, senza fessurarsi, alle irregolarità ed ai movimenti della muratura.

- c) *Riempimento*: volume compreso tra la cappa, i muri di testa e la *via portata* allo scopo di offrire a quest'ultima un piano di posa quanto più possibile orizzontale.

E' in genere realizzato in materiale incoerente, drenante, incompressibile e leggero (si evitano i terreni, soprattutto se argillosi). Nei ponti ordinari lo strato di riempimento è 20÷50cm al di sopra della sommità dell'estradosso; nei ponti ferroviari è innalzato di circa 1m, per diffondere meglio il carico ed assorbire le vibrazioni.

- d) *Muri di testa*: pareti di tamponamento del timpano.

Sono costruiti al di sopra degli archi di testa, per contenere il rinfianco ed il riempimento e le loro dimensioni sono ricavate attraverso una verifica al ribaltamento. In genere sono realizzati con materiale più leggero di piccola pezzatura (pietrame o mattoni) e, nelle opere di maggiore importanza, sono rivestiti da un paramento più curato.

Si distinguono due principali tipologie costruttive:

- e) *Timpani pieni*: Tutte le parti che compongono il timpano si sviluppano con continuità nel volume del manufatto.

E' la tipologia tradizionale, utilizzata fin dall'epoca romana.

- f) *Timpani alleggeriti*: In questa tipologia, la muratura continua è alleggerita da un sistema di volte e/o setti che poggiano sull'estradosso.

Si riscontrano differenti tecniche di alleggerimento:

Alleggerimenti longitudinali, realizzati tramite volte a botte con generatrici parallele al piano di testa del ponte e impostate su setti murari spiccati dall'estradosso dell'arcata;

Frenelli, muretti realizzati all'estradosso della arcata, con direzione parallela ai muri di testa, aventi il contorno inferiore che segue l'andamento curvilineo della volta e il contorno superiore coincidente con la via portata.

Alleggerimenti trasversali, in cui le volte, a botte o anulari, avevano generatrici di intradosso parallele a quelle della volta principale; *Alleggerimenti in entrambi i sensi* (sistema cellulare), realizzati con un sistema di volte a botte trasversali e longitudinali e di volte a crociera, impostate su pilastri spiccati dall'estradosso della volta principale.

2.1.9. Via Portata

E' lo strato al di sopra del riempimento (limitato lateralmente dalle facce posteriori del plinto) destinato al transito di mezzi e/o pedoni.

Si compone della *massicciata* che è uno strato di materiale compatto e resistente, e della *pavimentazione* stradale.

La sua larghezza (distanza netta tra i due parapetti), varia in relazione alla tipologia del ponte, al volume di traffico e alla rappresentatività dell'opera. In letteratura, sono indicati i valori minimi usuali: 4m (2,5m per la carreggiata; 1,5m per due marciapiedi da 0,75m) per i ponti su strada comunale con senso di marcia alternato; 7m (5m per la carreggiata; 2m per due marciapiedi da 1m) per i ponti su strada provinciale a doppio senso di marcia; 8m (5,5÷6m per la carreggiata; 2,5÷2m per due marciapiedi) per i ponti su strada nazionale a doppio senso di marcia; 4,5m per ponti su strada ferrata a binario unico ed 8m per ponti su strada ferrata a doppio binario.

2.1.10. Accesso

Il termine *accesso*, nella sua accezione più ampia, comprende gli elementi di raccordo delle teste del ponte con il terreno.

Il progetto dell'accesso è legato a diversi fattori (tipo, importanza e numero di strade che vi convergono, altezza delle sponde del fiume, natura del sito) ed influenza la scelta dei *muri di accompagnamento* (ovvero del sistema murario prossimo alla spalla cui era affidato il duplice compito di contenere il terreno e di fungere da contrafforte per la spalla stessa), che, a seconda della loro disposizione, erano denominati muri di ritorno, muri d'ala, muri di risvolta.

2.1.11. Strombature

Sistemi con funzione estetica e destinati a facilitare il deflusso delle acque, costituiti da un arco frontale posto in corrispondenza delle due estremità del ponte e al disopra del livello di piena.

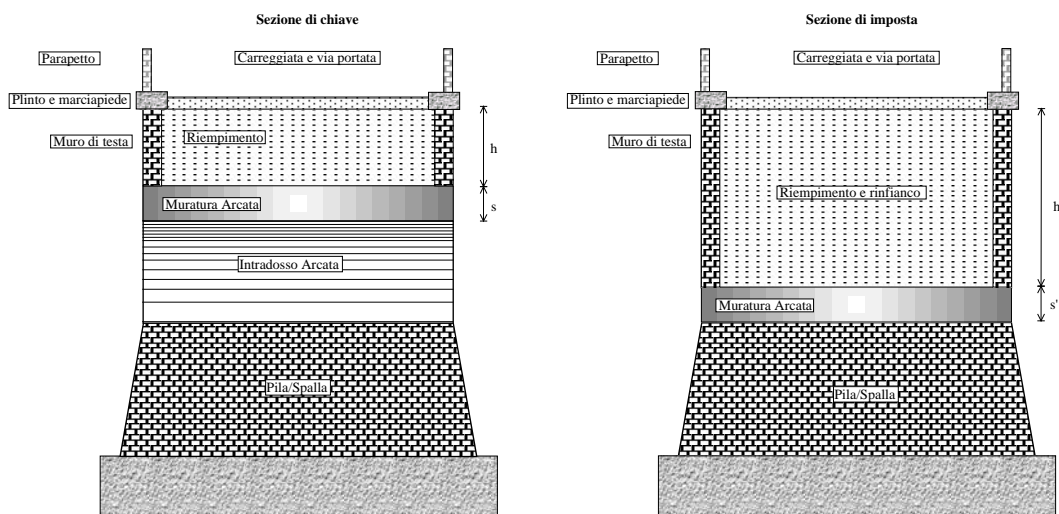


Figura 2.1
Sezioni trasversali tipo

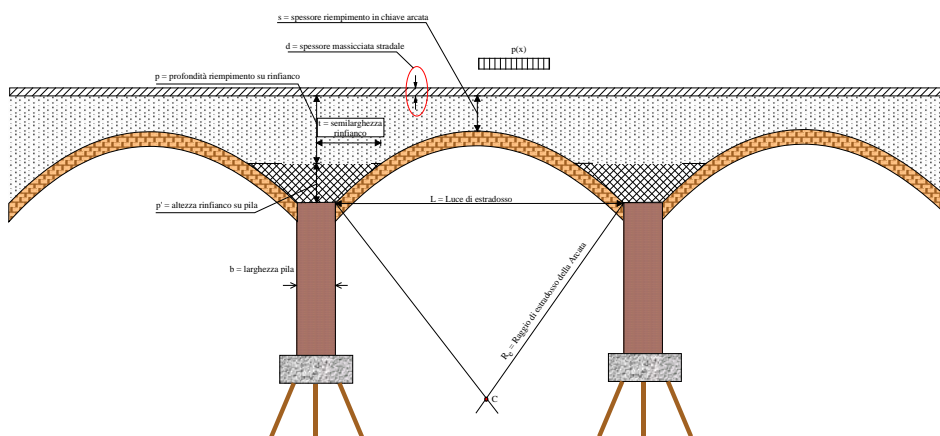


Figura 2.2
sezione longitudinale tipo

2.2 FUNZIONI DEI COMPONENTI

2.2.1. Arcata

Ha la funzione statica di sostenere la parte aerea del ponte; su di essa insiste il peso dei timpani, del rinfianco, della sovrastruttura della via portata e naturalmente i carichi accidentali. Su essa si consideravano agenti i *carichi*

permanenti, costituiti dal peso proprio della volta e delle parti superiori (timpani, coronamento e via portata), ed i *carichi accidentali*, generalmente assimilati ad un carico uniformemente distribuito sul piano stradale (XIX-XX sec. 500Kg/m² per i ponti carrettieri; 1000÷2000Kg/m² per i ponti ferroviari).

2.2.2. Piedritto

Ha la funzione di riportare in fondazione le azioni trasmesse dalle arcate. Su di esso gravano gli scarichi verticali delle arcate che ne sono sostenute, nonché le azioni orizzontali, longitudinali e trasversali, necessarie allo equilibrio delle arcate. Va considerato anche il caso in cui, per evento accidentale o per necessità manutentive, non si può contare sulla azione di reciproco contrasto delle spinte tra le due arcate adiacenti. Nei ponti fluviali, la sua realizzazione doveva rispondere a requisiti contrastanti: avere una massa muraria adeguata ad assorbire il carico; non essere eccessivamente ingombrante nella parte sommersa, per non favorire fenomeni di rigurgito, soprattutto in caso di piena. Eventuali asimmetrie prodotte dai carichi accidentali erano ritenute ininfluenti ai fini del proporzionamento della pila; ugualmente ininfluenta era la spinta prodotta dalla corrente sulle parti sommerse, in condizioni ordinarie di piena, in quanto questa si riduceva ad una forza orizzontale agente nel piano di maggiore rigidità. Rilevante è invece considerare l' effetto erosivo del flusso idrico sulla base fondale del piedritto.

In senso stretto, la *spalla* denota il massiccio, murario e/o naturale, in grado di assorbire il carico (peso proprio e sovraccarico), e la spinta dell'intera arcata (nel proporzionamento dell'elemento la spinta del terrapieno sulla faccia posteriore veniva trascurata perché a favore della stabilità); in senso lato, il termine indica l'organismo articolato comprendente la spalla in senso stretto ed il complesso dei muri di accompagnamento. In questa accezione al sistema è affidato anche il ruolo di resistere all'azione della corrente che investe le superfici frontali del massiccio ed erode il suolo di sponda.

Nei ponti a molte arcate le pile-spalla venivano inserite ad intervalli di 2-3-4 campate affinché il crollo di una volta non si propagasse con *effetto domino*, ma coinvolgesse soltanto le arcate comprese tra due successive pile-spalla.

2.2.3. Alveo

Le norme o consuetudini progettuali prevedevano che nessuna pila ricadesse in corrispondenza del profilo longitudinale per consentire la navigabilità nei periodi di magra e per evitare che i sostegni subissero le forti azioni dei flussi rapidi. Dal profilo longitudinale si ricavava, inoltre, la pendenza dell'alveo.

2.2.4. Opere di difesa idraulica

Hanno la funzione di prevenire la erosione del terreno fondale ad opera del flusso idrico, nonché di fornire la necessaria resistenza ai piedritti investiti da correnti eccezionali.

2.2.5. Rostro

La funzione principale del rostro a monte (il *retrobecco*) è ridurre il rigurgito prodotto dalla presenza della pila nel corso d'acqua (per questo

motivo, spesso non proseguiva per tutta l'altezza, ma si interrompeva alla quota delle massime piene); a questa funzione si aggiungevano quelle di mitigare l'impatto esercitato sul piedritto dai tronchi d'albero o da altri detriti trascinati dalla corrente e di incanalare il corso del fiume per una maggiore sicurezza durante la navigazione. La sua efficienza dipendeva essenzialmente dal profilo di pianta e dall'apparecchio murario: il primo era definito in base alle caratteristiche idrodinamiche ed alla capacità di resistenza all'urto; il secondo prevedeva una solida fodera realizzata in materiale più resistente (pietra tagliata in grossi blocchi), con superficie liscia e poche linee di giunto (per evitare che il sistema si scompaginasse per il dilavamento della calce e la conseguente alterazione delle malte).

Non marginale è il ruolo statico del rostro: costituendo un unico organismo murario con la pila, ne aumentava la sezione resistente sia per assorbire il carico trasmesso dalle arcate che per opporsi all'azione ribaltante delle correnti di piena.

Il rostro a valle (l' *avambecco*) aveva la funzione di regolarizzare i filetti fluidi riducendo la pressione dell' acqua sul piedritto.

2.2.6. Fondazioni

Hanno la funzione di disperdere nella massa rocciosa gli scarichi e le spinte trasmesse dai piedritti.

2.2.7. Coronamento

Svolge la duplice funzione, attraverso il *plinto*, di proteggere la parete dalle acque piovane e col *parapetto* di resistere all'urto della folla ed all'eventuale impatto delle vetture. Le norme progettuali richiedevano che l'azione complessiva trasmessa dal coronamento alla struttura sottostante fosse interna alla superficie d'appoggio sul muro di testa. Il parapetto è proporzionato per resistere all'urto della folla ed all'eventuale impatto delle vetture.

E' opportuno sottolineare che, soprattutto in caso di parapetti in pietra, il carico permanente trasmesso dal sistema agli archi di testa aveva effetto stabilizzante rispetto ai carichi mobili.

2.2.8. Timpano

Ha la funzione di livellare la via portata e contemporaneamente di ripartire i carichi agenti sulla carreggiata in modo tale da distribuirli sulla arcata. In generale non ha funzione portante, anche se spesso si riscontra che conferisce alla struttura un margine di sicurezza non indifferente. Il rinfiacco tuttavia ha la funzione di contenere il riempimento quando questo è costituito di materiale incoerente. Il sistema alleggerito è vantaggioso in ponti poco ribassati di grande luce, riduce o annulla le spinte sui muri di testa, il carico gravante sulla centina (in corso d'opera), ed il carico finale sulle parti portanti.

2.2.9. Via portata

Ha la funzione di proteggere il ponte dalla erosione da parte degli agenti atmosferici e da parte dei carichi da traffico. Attraverso la massicciata inoltre ripartisce i carichi accidentali da traffico in modo da agevolarne la portanza da parte del rinfiacco e riempimento.

2.2.10. Accesso

Il progetto dell'accesso è legato a diversi fattori (tipo, importanza e numero di strade che vi convergono, altezza delle sponde del fiume, natura del sito) ed è influenzato dalla configurazione scelta dei *muri di accompagnamento* (ovvero del sistema murario prossimo alla spalla cui era affidato il duplice compito di contenere il terreno e di fungere da contrafforte per la spalla stessa), che, a seconda della loro disposizione, erano denominati muri di ritorno, muri d'ala, muri di risvolta.

2.3 TIPOLOGIA (PONTE "RETTO", "INCLINATO", "OBLIQUO", "CURVO", "SGHEMBO")

Il ponte può venire classificato in base alle caratteristiche della sua articolazione in pianta e in verticale nelle seguenti tipologie:

Ponte retto - La generatrice delle arcate è parallela ai piedritti e la via portata si sviluppa in rettilineo nel piano orizzontale;

Ponte inclinato - La generatrice delle arcate è parallela ai piedritti e la via portata si sviluppa in rettilineo ma è inclinata rispetto al piano orizzontale;

Ponte obliquo - La generatrice delle arcate è ruotata di un angolo α rispetto ai piedritti e la via portata si sviluppa in rettilineo, eventualmente inclinata rispetto al piano orizzontale;

Ponte curvo - Le generatrici delle arcate non sono parallele tra loro e la via portata si sviluppa secondo una linea curva nel piano orizzontale;

Ponte sghembo - La via portata si sviluppa secondo una linea curva sghemba;

In generale, negli ultimi due casi la curvatura, sia nel piano orizzontale che in quello verticale si realizza attraverso arcate multiple, ciascuna delle quali corrisponde ad una delle prime tre tipologie

3 Azioni, condizioni di carico e criteri di verifica per ponti stradali in muratura esistenti

3.1 PREMESSA

Per sua natura, tutte le considerazioni esposte nel presente capitolo devono intendersi subordinate alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti (NTC); ove ritenuto utile –anche a titolo illustrativo– è evidenziato il riferimento alle Norme Tecniche (NTC2008) vigenti al momento della redazione delle presenti Istruzioni (IS). L' intento è tuttavia di interpretare e adattare la filosofia di base delle NTC alla particolare tipologia strutturale qui considerata, che per le sue caratteristiche peculiari presenta non poche perplessità se sottoposta rigidamente al semplice dettato delle NTC. E pertanto, fermi restando i principi fondamentali, così come enunciati al par. 2.1 delle NTC2008, che devono presiedere alla valutazione della sicurezza e delle prestazioni di opere o di parti di esse, e quindi anche dei ponti esistenti in muratura, in alcuni casi si evidenzierà anche la opportunità di deroghe al dettaglio della prescrizione normativa, laddove ciò si risolva in un più chiaro e nitido percorso operativo che si accordi con gli strumenti e i metodi di analisi e modellazione idonei per i ponti e le arcate murarie.

Per facilità di lettura, si riporta di seguito il testo del menzionato par. 2.1 con la specifica dei principi di base assunti.

Art. 2.1 NTC2008:

"La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi.

Maggiori dettagli sono dati al Cap.8."

3.2 AMBITO DI APPLICAZIONE. DEFINIZIONE DI "PONTE MURARIO ESISTENTE"

(Rif.: par. 8.1.NTC2008, par. C8.1.CA)

Ai sensi della NTC2008, per "costruzione esistente" si intende *quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata* (par. 8.1.NTC2008). La Circolare Applicativa 2 febbraio 2009, n. 617 (CA) al par. C.8.1 limiterebbe molto drasticamente la qualifica di "costruzione esistente" integrando tale definizione relativamente agli edifici in muratura con l' accertamento della esistenza del certificato di collaudo, o almeno della collaudabilità della struttura, come discusso anche nel par. 11.1.1.IS. La condizione di collaudabilità richiamata dalla CA si ritiene possa essere assimilata alla "agibilità di fatto" della costruzione e quindi del ponte e pertanto il dispositivo normativo deve interpretarsi concludendo che per "ponte murario esistente" debba intendersi un ponte in esercizio da un periodo di tempo almeno pari alla sua Vita Nominale come definita al par. 2.4.1.NTC2008.

3.3 VITA NOMINALE RESIDUA E CLASSI D'USO. CATEGORIE STRADALI

Si ritiene necessario definire la "Vita Nominale Residua" o "Vita Nominale" di un ponte murario esistente e le relative Classi d' Uso a prescindere dalla presenza o meno di azioni sismiche.

3.3.1 Vita Nominale Residua o Vita Nominale (Rif.: par. 2.4.1.NTC2008)

Per vita nominale residua di un ponte murario esistente, soggetto a manutenzione e sorveglianza ordinaria ed eventuali prescrizioni d'uso, si può intendere il periodo di tempo per il quale si deve ritenere valido il risultato delle verifiche statiche e/o delle opere di consolidamento, tenendo conto anche della possibile obsolescenza dei procedimenti di calcolo e dei criteri di valutazione della sicurezza.

Considerato anche il lungo periodo di vita utile già maturato, e il degrado e l' assetto statico ormai definitivamente stabilizzati, si ritiene ragionevole assumere valori congruamente dimensionati con riferimento alla vita nominale delle opere di nuova costruzione e/o a tecnologia moderna, purché tale vita nominale residua sia precisata nelle relazioni di verifica e di eventuale progetto di consolidamento. Indicativamente, si possono ragionevolmente assumere i seguenti valori:

a) A seguito di sola verifica: $V_{NR} \leq 15$ anni

b) A seguito di verifica e consolidamento:

Ponti di dimensioni contenute o di importanza normale: $V_{NR} \leq 20$ anni

Ponti di grandi dimensioni o di importanza strategica: $V_{NR} \leq 30$ anni

3.3.2 Classi d' Uso (Rif.: par. 2.4.2.NTC2008)

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, i ponti esistenti in muratura sono assegnati alle seguenti classi d'uso (par. 2.4.2. NTC2008):

Classe II: Quando il ponte non ricada in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV.

Classe III: Ponti non ricadenti in Classe IV la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.

Classe IV: Ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

3.3.3 Categorie stradali (Rif. par. 5.1.3.3.4.NTC2008)

I ponti murari esistenti si intendono suddivisi in categorie in conformità del par. 5.1.3.3.4.NTC2008.

3.4 CONTROLLO DELLA SICUREZZA DEI PONTI MURARI ESISTENTI (Rif.: parr. 2.2.3, 2.3, 5.1.3.3 e 8.3 delle NTC2008, par. C8.3.CA2009)

Si assume che le strutture da ponte in muratura esistenti debbano essere controllate almeno in tutti i casi previsti dalle NTC (Rif. par. 8.3.NTC2008, 3° comma), secondo modalità atte a conseguire gli scopi previsti dalle NTC (Rif. par. 8.3.NTC2008, 5° comma).

Il controllo della sicurezza strutturale si attua attraverso le operazioni di *verifica* e/o di *valutazione della sicurezza*, facendo riferimento ai criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite di primo livello basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza normati, e secondo le modalità di cui alle NTC (Rif. par. 2.3.NTC2008, commi 4° e 5°).

Per i ponti esistenti in muratura, anche in deroga a quanto previsto dalle NTC (Rif. par. 5.1.4.8.NTC2008), è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, ove questo sia riconoscibile secondo le modalità specificate nei Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni, con riferimento ad un modello costitutivo che preveda la fessurazione della muratura, controllando la ammissibilità dello stato tensionale in tutto il materiale costituente il ponte, coniugato con un controllo delle eventuali lesioni.

Per ponti murari esistenti, si ritiene consentito eseguire la verifica del sistema portante longitudinale per strisce di larghezza pari alle corsie convenzionali, così come definite dalle NTC (Rif. par. 5.1.3.3.2.NTC2008), con riferimento alla condizione di carico specificata nel par. 5.1.3.3.5.NTC2008 per la corsia N.1 (v. anche tab. 5.1.II.NTC2008). Tale procedimento incorpora implicitamente il controllo strutturale del sistema portante trasversale.

3.4.1 Verifica

Si intende per *verifica* la operazione intesa al controllo della piena operatività della struttura, e quindi va eseguita in base ai coefficienti di sicurezza normati, e secondo le modalità di cui alle NTC (par. 2.3.NTC2008, commi 4° e 5°).

Nel caso in cui le verifiche di cui sopra diano esito negativo, è consentito limitarsi a sottoporre l'opera a valutazione della sicurezza, secondo le specifiche del successivo paragrafo 3.4.2.IS.

3.4.2 Valutazione della sicurezza (Rif.: par. 2.3.NTC2008)

Si intende per *valutazione della sicurezza* la operazione destinata ad identificare il livello di operatività, eventualmente ridotto, della struttura, e quindi ad una valutazione a-posteriori dei coefficienti di sicurezza conseguibili e degli scenari operativi entro i quali la struttura conserva il grado di sicurezza consentito.

A valle della valutazione ne potrà conseguire una limitazione d'uso, o la necessità di procedere a riparazioni o ad aumentare o ripristinare la capacità

portante.

3.4.3 Nota

Poiché le modalità operative della verifica e della valutazione sono sostanzialmente coincidenti, nel seguito si denoterà col termine *verifica* indifferentemente la valutazione o la verifica propriamente detta.

3.4.4 Approccio

Nelle verifiche dei ponti murari esistenti nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR-SLV) e geotecnici (GEO) è ragionevole adottare di norma l' "Approccio 2" come definito al par. 2.6.1 delle NTC2008, impiegando un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 5.1.V.NTC2008.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti dalle NTC relative alle opere di competenza geotecnica (Cap. 6.NTC2008).

Si dovrà verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

3.5 STATI LIMITE (Rif.: par. 2.2.NTC2008)

Le verifiche andranno eseguite nei confronti dei seguenti Stati Limite:

3.5.1 Stati Limite Ultimi (SLU) (Rif.: par. 2.2.1.NTC2008)

Si considerano solo i punti a), c), d) ed e) del par. 2.2.1.NTC2008, ritenendo ininfluenti per il caso in esame gli altri punti. I punti c) e d) delle NTC2008 sono integrati nel punto B).

A) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;

B) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti o dell'insieme della struttura;

C) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;

E pertanto per i ponti murari esistenti si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi: (Rif.: par. 2.6.1. NTC2008)

– lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU;

– lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR;

– lo stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Lo stato limite EQU include lo stato limite di collasso per meccanismo articolato. Nel caso dei ponti in muratura deve essere verificato attraverso l'equivalente Teorema Statico del Calcolo a Rottura, verificando la esistenza di un sistema di sollecitazioni in equilibrio con la condizione di carico verificata e compatibile con le proprietà resistenti del materiale murario. In questo senso la verifica allo stato limite EQU incorpora anche la verifica allo stato limite STR.

Per quanto riguarda lo stato limite di resistenza del terreno (GEO) non si ritiene che siano da rilevare differenze significative tra le ordinarie tipologie strutturali e i ponti murari, per i quali pertanto non si ritiene di dover

evidenziare specificità significative.

3.5.2 Stati Limite di Esercizio (SLE) (Rif.: par. 2.2.2.NTC2008)

Considerato il particolare comportamento del "materiale muratura", come unico Stato Limite di Esercizio si assume l' attingimento in una qualsiasi parte della struttura di una misura di intensità limite ammissibile dello stato tensionale, coniugato con la verifica della ammissibilità di spostamenti e fessurazioni. La verifica nei confronti di siffatto S.L. si assume prevenga tutte le situazioni di SLE. previste dalle NTC (v. par. 2.2.2.NTC2008), salvo la verifica di spostamenti e fessurazioni che possano compromettere l' utilizzo e/o la durata del ponte. Per il dettaglio della verifica nei confronti dello SLE, si rimanda ai Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni.

In presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.NTC2008.

3.5.3 Stati Limite di riferimento per il controllo della sicurezza strutturale

Pur se il par. 4.5.6.3.NTC2008 consente di omettere, per le strutture murarie, la verifica per lo Stato Limite di Esercizio, si ritiene che la struttura debba essere controllata (Rif. par. 2.2.3.NTC2008):

- a) per gli Stati Limite Ultimi di Perdita di Equilibrio (EQU) e di Salvaguardia della Vita (SLV – v. comma 1 del par. 11.2.1.IS);
- b) per lo Stato Limite di Esercizio (SLE), assimilato allo Stato Limite di Danno (SLD – v. par. 7.1.NTC2008 e comma 8 del par. 11.2.1.IS).

3.6 AZIONI SUI PONTI IN MURATURA ESISTENTI

Sono definite dalle NTC. Nel presente documento, i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalle NTC2008 per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato (v. par. 8.5.5.NTC2008).

3.6.1 Classificazione delle azioni sui ponti murari esistenti (Rif.: par. 2.5.1.NTC2008)

3.6.1.1 In base al modo di esplicarsi (par. 2.5.1.1.NTC2008)

Per ponti murari esistenti ci si può limitare a considerare solo i punti a) e b) del par. 2.5.1.1.NTC2008:

- a) *dirette*: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) *indirette*: cedimenti fondali;

L' azione equivalente al degrado [punto c) del par. 2.5.1.1.NTC2008] non viene contemplata, salvo quanto precisato al par. 3.7.4 delle presenti Istruzioni.

3.6.1.2 Secondo la risposta strutturale

Tutte le azioni sui ponti murari esistenti vengono riportate alle classi statica e pseudo-statica, secondo le definizioni di cui al par. 2.5.1.2.NTC2008.

3.6.1.3 Secondo la variazione della loro intensità nel tempo

Si considerano le azioni considerate nel par. 2.5.1.3.NTC2008, specializzate come segue:

- a) permanenti (G)

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
- forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti differenziali ove e per quanto rilevati in fase di rilevamento e ispezione;
- b) variabili (Q): di lunga e breve durata;
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) eccezionali (A):
 - urti ed impatti;
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

3.7 AZIONI SUI PONTI STRADALI (Rif.: par. 5.1.3.NTC2008)

Le azioni da considerare nella valutazione e/o nella verifica dei ponti stradali esistenti in muratura sono:

- le azioni permanenti;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche;
- i cedimenti vincolari.

In pratica, si ritiene che il sistema strutturale tipico del ponte murario sia poco esposto agli effetti delle distorsioni e, considerato il suo ingente peso, poco sensibile alle azioni variabili da vento e neve.

3.7.1 Azioni permanenti (rif.: par. 5.1.3.1.NTC2008)

1. *Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1*
2. *Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rin fianchi e simili).*
3. *Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).*

3.7.2 Deformazioni impresse

Si considera solo il punto 3 del par. 5.1.3.2.NTC2008

3. *Cedimenti vincolari (ϵ_4): Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.*

I cedimenti vincolari potranno altresì considerarsi, anche se concretamente assenti, come azioni equivalenti, rappresentative di dissesti o sollecitazioni particolari nei confronti dei quali può essere esaustiva una verifica di robustezza della struttura rispetto a movimenti patologici del piano fondale.

3.7.3 Azioni Variabili da Traffico (Rif.: par. 5.1.3.3.NTC2008)

I carichi variabili da traffico vanno desunti dalla Normativa Tecnica vigente. Al momento della redazione delle presenti Istruzioni si assumono definiti

dagli Schemi di Carico descritti nel par. 5.1.3.3.3.NTC2008, disposti su corsie convenzionali. La definizione di *corsia convenzionale* si desume dalle Norme Tecniche vigenti (allo stato e/o in mancanza, si assume la definizione al par. 5.1.3.3.2.NTC2008).

Resta inteso che, salva l'adozione di criteri ritenuti più idonei, da giustificare con apposita motivazione in relazione alla metodologia di analisi e ai modelli di calcolo assunti, la condizione di carico più gravosa si intenderà selezionata sulla base del criterio dei cinematismi di collasso, così come illustrato al punto 3.8.2 delle presenti Istruzioni, indipendentemente dallo Stato Limite che si sta considerando.

3.7.4 Degrado (Rif.: par. 2.5.4 delle NTC2008)

Se il ponte è in buone condizioni d'uso non si considerano azioni di degrado, in quanto trattandosi di opera esistente la vita nominale di verifica è trascurabile sotto questo profilo purché si adotti la normale manutenzione ordinaria. In caso di intervento di consolidamento dovranno essere attuate tutte le misure possibili come previsto al par. 2.5.4.NTC2008.

3.7.5 Altre azioni (Rif.: par. 5.1.3.4-11.NTC2008)

- a) I carichi mobili includono gli effetti dinamici.
- b) L'azione longitudinale di frenamento si desume dalla NTC.
- c) L'azione centrifuga si desume dalla NTC.
- d) L'azione della neve si assume trascurabile in considerazione dello elevato peso proprio del ponte murario.
- e) Le azioni da vento sono in generale trascurabili per i ponti in muratura e la relativa verifica può essere sostituita da una sintetica relazione che ne evidenzia l'inefficacia. Restano salve situazioni di particolare esposizione e vulnerabilità da valutarsi specificamente da parte del Professionista.
- f) Le azioni sismiche, tenuto conto di quanto specificato al par. 2.7.NTC2008, si desumeranno in conformità del DM 1996 *assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.*
Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico (par. 5.1.3.8.NTC2008). *Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si dovrà considerare un valore non nullo di dette masse in accordo con il par. 3.2.4.NTC2008, visto anche il par. 7.8.NTC2008).*
- g) Per i ponti murari non si considerano le resistenze passive dei vincoli.
- h) In relazione alle azioni sui parapetti e all'urto di veicoli in svio, ove difforme, l'altezza dei parapetti dovrà essere adeguata al dettato delle NTC. (v. par. 5.1.3.10.NTC2008). In generale i parapetti vanno verificati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano, e se necessario adeguatamente consolidati.
- i) Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno considerate secondo le prescrizioni delle NTC, ove previste (v. parr. 5.1.3.11 e 5.2.2.1.2.NTC2008).

- l) Per le altre azioni varie ed eventuali si cercherà per quanto possibile di ottemperare a quanto prescritto dalle NTC.

3.8 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (Rif.: par. 2.6.NTC2008)

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni secondo i modi e i coefficienti di combinazione definiti dalle NTC.

La identificazione delle condizioni di carico più gravose si effettua con riferimento alla striscia di arcata considerata e allo stato limite di collasso per meccanismo longitudinale, secondo il criterio enunciato al par. 3.8.2 delle presenti Istruzioni.

3.8.1 Condizioni di carico mobile

Per la determinazione delle condizioni di carico di verifica in relazione ai diversi stati limite si farà riferimento per quanto applicabile a quanto previsto alle Norme Tecniche vigenti. Al momento della redazione delle presenti Istruzioni ci si attiene a quanto previsto nel Cap.5-Ponti delle NTC2008 (DM 14/1/2008), tenendo presente quanto specificato nelle presenti Istruzioni.

Ogni corsia sarà considerata sottoposta ad una condizione di carico che risulti la più gravosa in relazione agli schemi di carico definiti dalle NTC (par. 5.1.3.3.3. NTC2008), e con riferimento alla corsia Numero 1 in Tab. 5.1.II e nei successivi commi del par. 5.1.3.3.5.NTC2008, o in analoghe prescrizioni delle NTC vigenti. Allo stato (NTC2008) gli schemi di carico da considerare sono pertanto il carico-tandem (schema di carico n.1) e il carico uniforme di cui alla terza colonna, riga 1, della Tab. 5.1.II.NTC2008. Ai fini del riporto sulla arcata della condizione di carico di verifica sulla corsia, si prevedono due eventualità:

a) Il riempimento e il rinfiacco si considerano inerti e cooperano solo alla diffusione del carico mobile agente sulla carreggiata, che viene riportato sulla arcata. In tal caso la condizione di carico riportata alla arcata coinciderà con il carico uniforme, menzionato nella terza colonna, riga 1, della Tab. 5.1.II.NTC2008, più il carico tandem di cui allo schema 1 delle NTC2008 o analoga prescrizione di future NTC.

Per tenere conto dello effetto di diffusione esercitato dal riempimento e/o dal rinfiacco, il carico tandem si riporterà sulla arcata come un segmento di carico uniformemente distribuito sulla intera lunghezza del suo insieme d' impronta (almeno ml. 1,60 più lo spessore della massicciata, secondo Fig. 5.1.2.NTC2008 e primo comma par. 5.1.3.3.6.NTC2008).

b) In alternativa: il riempimento/rinfiacco si intende pre-sollecitato dalla azione dei carichi permanenti, collabora alla portanza dei carichi mobili agenti sulla carreggiata, entro i limiti di compatibilità delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili con le sue proprietà resistenti, in coesistenza con lo stato di sollecitazione preesistente per effetto dei carichi permanenti. In tal caso, la condizione di carico di partenza sarà considerata quella relativa alla carreggiata, e la arcata si considererà come una superficie di vincolo a sostegno del riempimento/rinfiacco, ad integrazione della sua resistenza. La condizione di carico di verifica della arcata coinciderà pertanto con la reazione da essa esplicata rispetto al riempimento.

In entrambi i casi occorre premettere la verifica che la massicciata stradale nel suo complesso sia in grado di ripartire il carico, applicato alla impronta del pneumatico, sul riempimento in misura tale da risultare compatibile con le proprietà resistenti del riempimento o del rinfianco medesimi (par. 3.10.4 delle presenti Istruzioni).

3.8.2 Individuazione delle posizioni dei carichi per le verifiche

La distribuzione longitudinale dei carichi sulla carreggiata che produce le condizioni più svantaggiose nei confronti della verifica del ponte viene identificata convenzionalmente in base ai possibili cinematismi di collasso del sistema strutturale, così come definiti nei Capp. 8 e 9 delle presenti Istruzioni.

Le condizioni di carico sono identificate dalla segmentazione del carico uniforme e dalla posizione del carico-tandem entrambi riportati alle arcate (v. par. 3.8.1.IS). Si scelgono le condizioni di carico più svantaggiose nei confronti del collasso delle singole arcate e delle singole pile. La misura della pericolosità delle diverse condizioni di carico è inversamente proporzionale al moltiplicatore dei carichi mobili che produce il collasso in base al cinematismo considerato. Pertanto si considereranno le condizioni di carico corrispondenti ai valori minimi di tali coefficienti.

3.9 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni elementari danno luogo alle condizioni di carico di verifica secondo le regole enunciate e i coefficienti di combinazione riportati dalle NTC (Rif.: par. 2.5.3.NTC2008).

Per i ponti in muratura esistenti si ritiene ragionevole fare riferimento esclusivamente alle seguenti regole di combinazione, riferite al par. 2.5.3.NTC2008

a) Per gli Stati Limite Ultimi: La Combinazione Fondamentale (Eq. 2.5.1.NTC2008)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

b) Per lo Stato Limite di Esercizio: La Combinazione Caratteristica (Eq. 2.5.2.NTC2008)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

c) Per gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio: La Combinazione Sismica (Eq. 2.5.5.NTC2008)

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Resta inteso che nelle combinazioni vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione sono dati dalle NTC. Con riferimento alle NTC2008, i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} da assumere per i ponti sono dati in Tab. 5.1.V.NTC2008. I coefficienti di combinazione si desumono dalla Tab. 5.1.VI.NTC2008.

Si precisa che le azioni variabili da introdurre nelle regole di combinazione sono quelle specificate ai punti b), c), d), e) del par. 3.7.5.IS, se appropriate.

3.9.1 Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare e i relativi coefficienti di combinazione sono prescritti dalle NTC.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate dalle NTC. Con riferimento alle NTC2008, si considerano le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV del par. 5.1.3.12.NTC2008.

La Tab. 5.1.V.NTC2008 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (colonna A1, v. comma 6 del par. 2.6.1.NTC2008).

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.NTC2008.

3.9.2 Stati Limite Ultimi (Rif.: par. 2.6.1.NTC2008)

La Tab. 2.6.I, e le successive Tabb. 5.1.V e 5.2.V delle NTC2008, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti Istruzioni.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come sistema articolato (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

3.9.3 Stato Limite di Esercizio

Per ponti esistenti in muratura, per lo Stato Limite di Esercizio già definito al par. 3.5.2.IS si dovrà verificare che $E_d \leq C_d$ e $E_f \leq C_f$, in cui:

E_d è un parametro che esprime la intensità dello stato tensionale massimo indotto nella muratura per la combinazione di carico caratteristica (Eq. 2.5.2.NTC2008);

C_d è un parametro che esprime la massima intensità ammissibile dello stato tensionale nella muratura;

E_f è un parametro che esprime la ampiezza massima dello stato di fessurazione nella muratura;

C_f è un parametro che esprime la massima ampiezza ammissibile della fessurazione nella muratura.

Occorre inoltre verificare che le deformazioni della struttura non arrechino disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

3.10 ALTRE VERIFICHE

Si premette che:

- Per i ponti esistenti in muratura non si considera lo stato limite di fatica.
- Le verifiche allo stato limite di fessurazione (par. 5.1.4.4.NTC2008) si intendono assorbite nello SLE.
- Le verifiche allo stato limite di deformazione (par. 5.1.4.5.NTC2008) si intendono assorbite nello SLE.

3.10.1 Verifica della massicciata stradale

La massicciata stradale dovrà essere verificata in relazione alla sua capacità di ridistribuire i carichi concentrati applicati alla carreggiata sul

materiale di riempimento, per una larghezza "b" pari alla larghezza della corsia e su di una lunghezza "ℓ" tale che la reazione di appoggio "r" (v. esempio in Fig. 3.1) risulti compatibile con le proprietà resistenti del materiale di riempimento.

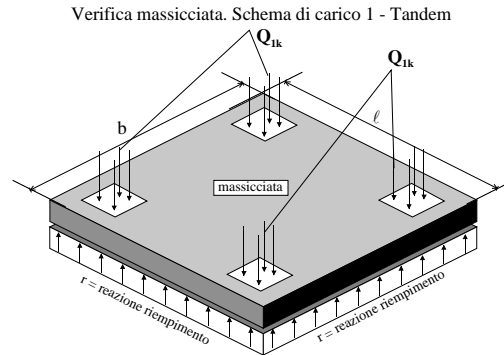


Figura 3.1
Ripartizione dei carichi da parte della massicciata

Se il riempimento è costituito di materiale granulare, la verifica della sua capacità portante andrà eseguita in base alla normativa che regola la resistenza delle terre (Rif.: Cap. 6.NTC2008).

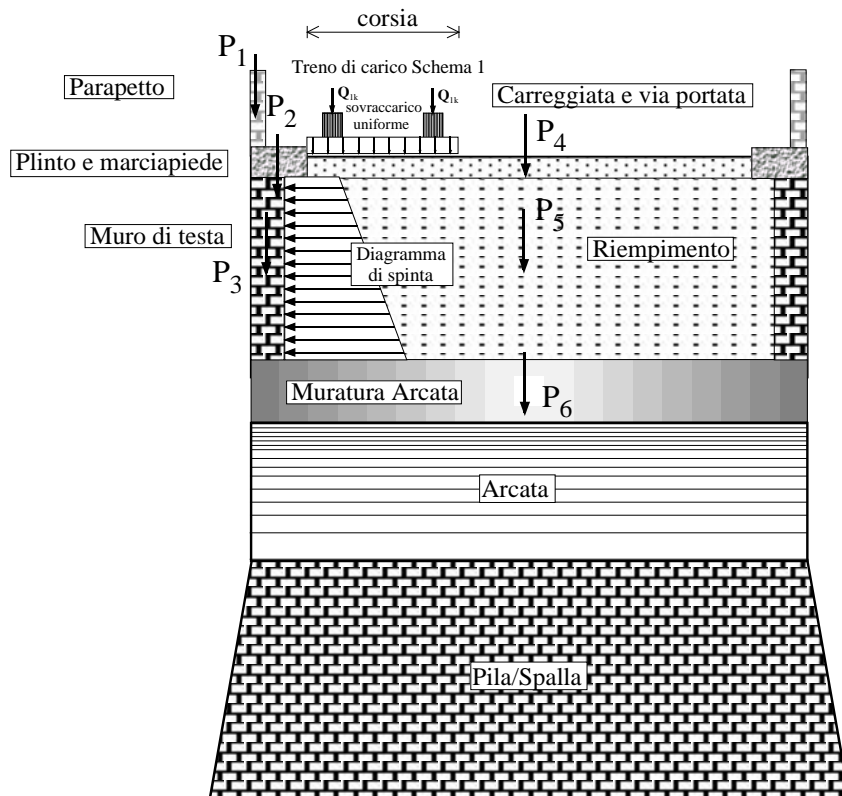


Figura 3.2
Effetto di contenimento dei muri di testa

3.10.2 Verifica dei muri di testa

E' necessario verificare la tenuta dei muri di testa che assolvono anche la

funzione di contenimento del riempimento nel caso in cui questo sia costituito da materiale granulare. I muri di testa devono pertanto poter sostenere le spinte orizzontali ad essi trasmesse dal riempimento sotto l'azione dei carichi permanenti e delle azioni variabili da traffico (v. illustrazione in Fig. 3.2).

Ai fini della verifica dello strato di riempimento e dei relativi muri di testa si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2 (par. 5.1.3.3.3.NTC2008), disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

3.10.3 Strutture secondarie

Per la verifica delle strutture secondarie ci si atterrà a quanto prescritto dalle NTC, se e in quanto applicabili.

3.11 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI (Rif.: par. 2.7.NTC2008)

Relativamente ai metodi di calcolo, in base alla NTC2008 sarebbe d'obbligo il Metodo agli Stati Limite di cui al par. 2.6 delle medesime NTC. Rilevato che per verifica alle Tensioni Ammissibili (T.A.) si intende un metodo che si basa sul controllo delle disequaglianze tra tensioni effettive nella struttura e tensioni limite del materiale (ovvero sul confronto tra un parametro equivalente di misura dello stato tensionale e un suo valore limite), atteso quanto fatto osservare al par. 3.4 delle presenti Istruzioni, si rileva che in tal senso nelle verifiche murarie non si riscontra sostanziale distinzione tra metodo agli S.L. e verifica alle T.A.

A seguito di quanto sopra, considerato anche quanto prescritto al primo comma del par. 4.5.6.3.NTC2008 e al primo comma del par. 8.3.NTC2008, per i ponti murari esistenti la verifica alle tensioni ammissibili congloberà lo Stato Limite di Esercizio di Danno (SLD) con quello allo Stato Limite Ultimo che a norma del par. C8.3.CA si identificherà con lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), a condizione che i valori delle azioni e delle resistenze siano stabiliti in conformità di coefficienti e combinazioni di carico definiti come nel par. 2.6 delle NTC2008, e siano rispettate le norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 20.11.87 per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici, nonché le NTC2008 medesime per le costruzioni murarie in quanto applicabili ai ponti.

3.12 VERIFICHE ALLE AZIONI SISMICHE

In generale appare ragionevole (e le NTC al cap. 8 in tal senso si esprimono) valutare la sicurezza anche sotto sisma con riferimento al solo SLV (stato limite di Salvaguardia della Vita).

Va considerato che in generale il collasso di una struttura muraria voltata è determinato, più che dal superamento di limiti di sforzo, dalla variazione della sua geometria che in generale si coniuga con una più o meno consistente disgregazione del tessuto murario, delineandosi così una strategia di protezione sismica del ponte allineata con i concetti del "Displacement-based Design". In pratica, occorre accertare che le variazioni di configurazione del ponte durante lo scuotimento sismico restino confinate in un dominio

prefissato, identificando una condizione sufficiente per la sopravvivenza sismica di una struttura muraria da ponte nella sua capacità, da un lato, di opporre una barriera alla sua deformazione e dall' altro di tollerare senza pregiudizio statico spostamenti differenziali delle sue fondazioni.

Una condizione a sua volta sufficiente per la verifica di cui sopra è che in corrispondenza di forze sismiche equivalenti, combinate con cedimenti in fondazione e alle imposte opportunamente valutati, la analisi statico-cinematica del ponte, adeguatamente articolata, evidenzi risultati rispettosi di prefissati limiti tensionali e deformativi. Sul lato della analisi cinematica, potrà farsi utile riferimento alle indicazioni del par. C8A.4.2 (Analisi Cinematica Non Lineare) dell' appendice C8A alla Circolare Applicativa.

Considerato che la analisi strutturale del ponte viene diffusamente trattata nei Capp. 8 e 9 delle presenti LG, il problema si riconduce alla identificazione delle azioni di verifica, e cioè dei carichi rappresentativi della azione sismica e dei relativi spostamenti, assoluti e differenziali, delle parti vincolate.

Il tutto con riferimento a parametri di scuotimento che, almeno a livello macrosismico, concordino con quanto prescritto in merito dalle NTC.

Considerato quanto sopra, in estensione del par. 2.7.NTC2008 nelle more si possono adottare le prescrizioni di cui al D.M. LL. PP. 16.01.1996, tenendo conto altresì della Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati, in congiunzione con i metodi di verifica di cui ai Capp. 8 e 9 delle presenti IS.

3.13 OPERE ACCESSORIE

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere controllati ed eventualmente ripristinati con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

Sia in caso di verifica che di progetto di intervento di consolidamento, dovrà essere allegata una specifica relazione tecnica che illustri lo stato delle opere accessorie e gli eventuali provvedimenti da assumere. Ove possibile si predisporranno opere per agevolare la ispezionabilità e la manutenzione del ponte.

Vanno in generale verificate tutte le prescrizioni di cui al punto 5.1.7 delle NTC, e ove possibile occorre prevedere l' adeguamento, anche tenuto conto di quanto riportato al cap. 12 delle presenti IS.

3.14 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI E DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

Non si ritiene che esista una specificità relativa all' oggetto delle presenti Istruzioni, per cui si rimanda integralmente a quanto previsto dalle NTC.

4 Indagine Storico-Tecnologica

4.1. TECNICA DI COSTRUZIONE DEL PONTE

Va identificata la tecnologia costruttiva del ponte attraverso una dettagliata Relazione che dovrà comprendere la descrizione della tessitura muraria di tutti gli elementi costitutivi del ponte. Saranno considerate le seguenti caratteristiche:

a. Arcate:

Numero di filari, tipo di collegamento tra i filari in altezza e nella direzione trasversale. Possibilmente tipo di centinatura utilizzata per la costruzione. Se trattasi di ponte obliquo deve essere valutata la idoneità del tessuto murario in rapporto allo angolo tra l'asse viario della arcata e lo orientamento delle pile.

b. Pile:

Tipo di pila (massiccia, cava, alleggerita) e articolazione muraria dello insieme. Tessitura del paramento esterno e organizzazione della muratura dello eventuale riempimento.

c. Collegamento della arcata con le pile e le spalle:

Va accuratamente rilevato e descritto. E' di particolare importanza nei ponti multiarcata specialmente quando le arcate di destra e di sinistra sono impostate a quota diversa;

d. Timpani:

Va accuratamente considerato il collegamento dei timpani con le arcate e con le pile.

e. Riempimento e rinfiacco:

Tipo di materiale di cui è costituito e modalità di posa in opera.

f. Spalle:

Tipo di spalla e organizzazione muraria di cui è costituita. Va specificato se è destinata a sopportare spinte orizzontali e se a tale funzione collaborano eventuali terrapieni retrostanti.

g. Fondazioni:

Tipologia di fondazione (superficiale o profonda), la esistenza di palificate e, nel caso, il tipo e materiale di cui la palificata è composta. Presenza di strutture di ripartizione (plinti) dello scarico di pile e spalle sul terreno o sulle palificate. Accertare eventualmente se le pile scaricano direttamente sul terreno o sulla palificata (nei ponti più antichi) senza intermediazione di plinti. Eventuale descrizione dei plinti di fondazione.

4.2. CRITERI DI PROGETTO ORIGINARI

Dovrà essere ricostruita per quanto possibile la storia del ponte e in particolare:

- a) Leggi e Regolamenti in base ai quali l' opera è stata originariamente progettata e costruita;
- b) Il grado di conformità alle suddette leggi e regolamenti;
- c) Va indagato se vi è traccia dei carichi cui il ponte era proporzionato
- d) Gli eventuali dissesti patiti o in corso, con particolare riferimento a quelli più recenti, relativi alla utilizzazione per carichi e sovraccarichi attuali;
- e) Gli interventi di ripristino e consolidamento;
- f) I danni subiti in occasione di eventi sismici.

g) Saranno a tale scopo anche raccolte informazioni presso gli Enti responsabili della tenuta del ponte.

Il tutto tenuto presente la normativa vigente sui ponti.

4.3. VERIFICA DI CONFORMITÀ ALLA "REGOLA D' ARTE"

Un significativo contributo ad un giudizio qualitativo globale sulla efficienza di una infrastruttura muraria può trarsi dalla verifica della correttezza del dimensionamento degli elementi che la compongono. Possono a tale scopo confrontarsi le proporzioni di ognuna delle monadi strutturali in cui può supporre decomposto la costruzione pontiera con quelle che è possibile rintracciare in una *base di conoscenza* basata sulla sapienza e la esperienza degli operatori più accreditati tra coloro che hanno materialmente realizzato tali opere. La *regola d' arte* degli antichi costruttori rappresenta infatti un insostituibile patrimonio culturale, la cui efficacia è comprovata dalla stabilità e dalla resistenza che la gran parte dei manufatti più importanti, e sicuramente quelli di carattere monumentale, hanno dimostrato al trascorrere del tempo.

4.3.1. Valutazione di conformità

Considerata la dimensione "x" della membratura considerata, in cui si osserva il valore "x*", si valuta la efficienza di tale dimensione mediante un valore indice detto *indice di difformità* che si identifica nella variabile "z" standardizzata

$$z = \frac{x^* - \mu_x}{\sigma_x} \quad (4.1)$$

in cui:

μ_x è il valore medio consigliato dalla regola d' arte, da valutarsi attraverso la formula:

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum x_i \quad (4.2)$$

in cui n è il numero di valori consigliati calcolati attraverso le relazioni di riferimento di cui ai punti 4.3.2 e successivi.

σ_x è la variabilità media del valore di riferimento, posta pari a $\sigma_x = V_x^* \mu_x$ con $V_x = 0.15$.

4.3.2. Fattore di difformità

La conformità della generica monade strutturale viene classificata in base al parametro "z" e al grado di conformità alla regola d' arte dei caratteri qualitativi dell' opera, assunto con adeguate motivazioni dal professionista, e in funzione di essa si valuta il relativo *fattore di difformità* γ_c da applicare nelle verifiche:

z	Conformità	γ_c
$0 < z \leq 0.2$	Buona	0.85
$0.2 < z \leq 0.5$	Media	0.95
$0.5 < z \leq 0.90$	Cattiva	1.05
$0.90 < z$	Pessima	1.15

Il fattore di difformità viene dispiegato come moltiplicatore del fattore di confidenza (v. par. 8.1.2.IS), e può essere soggetto a riduzione nei casi previsti al par. 4.4.IS.

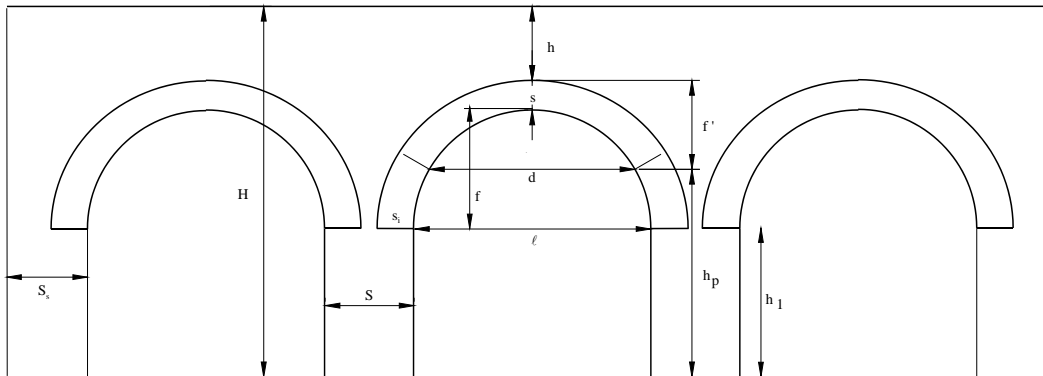


Figura 4.1

Riferimento per dimensionamento secondo regola d'arte

4.3.3. Formule di riferimento per lo spessore delle arcate.

Detti, con riferimento alla singola arcata:

s lo spessore in chiave;

f la freccia;

ℓ la luce libera;

R il raggio di intradosso (per arcate circolari; per arcate non circolari R rappresenterebbe il raggio del cerchio passante per le imposte e per la chiave di intradosso);

Si farà di norma riferimento alle seguenti formule empiriche in quanto applicabili:

- Formula di **Lesguillier**

$$s = 0.10 + 0.20 \times \sqrt{\ell} \quad (\text{in metri}) \quad (4.3)$$

- Formula di **Croizette-Desnoyers**

$$s = a + b \times \sqrt{2R} \quad (\text{m}) \quad (4.4)$$

in cui a e b rappresentano una coppia di coefficienti dipendenti dal ribassamento che si desumono dalla seguente tabella

TABELLA Formula Croizette-Desnoyers

Sagoma della volta	Rib.to	Coef. "a"		Coef. "b"	
		Stradale	Ferroviano	Stradale	Ferroviano
Ad arco semicircolare od ellittico o semiovale		0.15	0.20	0.15	0.17
Ad arco circolare ribassato	1/4	0.15	0.20	0.15	0.17
	1/6	0.15	0.20	0.14	0.16
	1/8	0.15	0.20	0.13	0.15
	1/10	0.15	0.20	0.12	0.14
	1/12	0.15	0.20	0.11	0.13

- Formula del Genio Civile Italiano (solo per arcate da ponte a tutto sesto)

$$s = 0.20 + \frac{\ell}{40} + \frac{20 + \ell}{1000} \times \frac{\ell}{f} \quad (\text{m}) \quad (4.5)$$

- Formula di Kaven

$$s = 0.25 + \ell \times \left(0.025 + 0.00333 \times \frac{\ell}{f} \right) \text{ (m)} \quad (4.6)$$

- Formula di Perronet (sconsigliata per $R \geq 15\text{m}$)

$$s = 0.325 + 0.035 \times 2R \text{ (m)} \quad (4.7)$$

- Formula di Dejardin (4.8)

Arcate a tutto sesto (4.8')	Arcate ribassate (4.8'')
$S = 0.3 + 0.1R$	$0.3 + 0.05R \leq s \leq 0.3 + 0.07R$

- Formula di Leveillé (ponti particolarmente caricati con $\ell \leq 20\text{ m}$)

$$s = \frac{1 + 0.1 \times \ell}{3} \text{ (m)} \quad (4.9)$$

- Formula di Sèjournè

$$s = k \times (1 + \sqrt{\ell}) \text{ (m)} \quad (4.10)$$

- Ingegneri russi e tedeschi:

$$s = 0.43 + 0.05\ell \text{ (m)} \quad (4.11)$$

Frequentemente lo spessore cresce verso la imposta.

- Il valore s_i alla imposta consigliato dal Sèjournè risponde alla relazione

$$s_i = s \times (1 + 2 \times f / \ell) \text{ (m)} \quad (4.12)$$

- In generale:

$$s_i = \alpha \times s \text{ (m)} \quad \text{con } \alpha = 1.5 \div 2 \quad (4.13)$$

4.3.4. Formule di riferimento per il dimensionamento delle pile

Per quanto riguarda lo spessore S delle pile, va osservato che la costruzione pontiera ottocentesca tendeva a maggiorare alquanto il dimensionamento delle pile di ponti a molte arcate, seguendo il criterio - peraltro anche oggi condivisibile - di tendere ad evitare che l' eventuale crollo di una singola arcata, facendo venire meno il mutuo contrasto tra arcate adiacenti, trascinasse con se tutto il ponte. Il risultato era di ottenere delle vere e proprie pile-spalle, in grado di reggere da sole, sia pure in modo temporaneo e precario, il gioco delle spinte che si liberano al venire meno di una delle arcate.

La correlazione più accreditata è quella che esprime lo spessore della pila in funzione dello spessore in chiave dell' arcata.

Si farà di norma riferimento alle seguenti formule empiriche in quanto

applicabili:

- Formule di Sejourne: (4.14)

S (m)		
$\ell > 8\text{m}$ (4.14')	$\ell < 8\text{ m}$ per archi a tutto sesto (4.14'')	se $\ell < 8\text{ m}$ per archi ribassati (4.14''')
$S > \ell/5$	$S = 0.4 + 0.15\ell$	$S = 0.8 + 0.1\ell$
$h' = h_p + 0.25 \ell$; $f' = 0.25 \ell$; $d = 0.865 \ell$ (m)		

- Formule di L' Eveillè
Formula generale:

$$S = \frac{\sqrt{\frac{h_p}{H}}}{\sqrt{\frac{f'+s}{d}}} \sqrt{k \frac{P}{\gamma}} \quad (\text{m}) \quad (4.15)$$

in cui h_p è l'altezza dalla linea di fondazione al giunto di rottura ai fianchi, H è la distanza fra la linea di fondazione e la linea della strada sul ponte, s è lo spessore in chiave, f' è la distanza fra l'estradosso del giunto in chiave e l'intradosso del giunto di rottura ai fianchi, d è la distanza orizzontale fra i giunti di rottura ai fianchi, P è il peso del semiarco, γ è il peso specifico del materiale di cui è costituito il ponte e k è un coefficiente di sicurezza stabilito in base all'esperienza. La posizione del giunto di rottura viene valutata attraverso l'esperienza e attraverso metodi grafici per la determinazione della curva delle pressioni, come il metodo di Mery.

Per arcate di sagoma più comune, le formule di L' Eveillè si specializzano come nella seguente tabella

S (m)		
Archi circolari (4.15')	Archi semicircolari (4.15'')	Archi ovali (4.15''')
$S = (0.33 + 0.12 \frac{\sqrt{h'}}{\sqrt{f'+s}}) \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{\square}}$	$S = (0.60 + 0.162 \frac{\sqrt{h'+0.25\square}}{\sqrt{0.25\square+s}}) \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{0.865\square}}$	$S = (0.42 + 0.154 \frac{\sqrt{h'+0.54\square}}{\sqrt{0.465\square+s}}) \frac{\sqrt{H}}{\sqrt{0.84\square}}$
$h' = h_p + 0.25 \ell$; $f' = 0.25 \ell$; $d = 0.865 \ell$ (m)		

- Formula di Perronet

$$S = 2.0 s \quad (\text{m}) \quad (4.16)$$

essendo s lo spessore in chiave dell' arcata. [Va notato che il Perronet, nell' applicazione della (6), usava poi maggiorare del 25% il risultato., ottenendo praticamente lo stesso risultato della (17)].

- Altre formule empiriche erano del tipo

$$S = 0.29 + 2s \quad (\text{m}) \quad (4.17)$$

oppure

$$S = 2.5 s \quad (\text{m}) \quad (4.18)$$

4.3.5. Formule di riferimento per il dimensionamento delle spalle

Queste regole non consideravano l'effetto della resistenza del terreno e della geometria della scarpata. Ciononostante queste formule sono state utilizzate frequentemente nel progetto di ponti ad arco in muratura, e pertanto presuppongono una adeguata verifica a posteriori.

Si farà di norma riferimento alle seguenti formule empiriche in quanto applicabili:

- Formule di Lesguillier: (4.19)

Archi circolari a tutto sesto (4.19')	Archi ellittici od ovali (4.19'')
$S_s = (0.60 + 0.04h_1) \times \sqrt{\ell}$	$S_s = \left[0.60 + 0.05 \left(\frac{\ell}{f} - 2 \right) + 0.04h_1 \right] \times \sqrt{\ell}$

- Formule di L' Eveillé: (4.20)

S _s (m)		
Archi circolari a tutto sesto (4.20')	Archi circolari ribassati (4.20'')	Archi ellittici od ovali (4.20''')
$S_s = (0.60 + 0.162 \times \square) \times \sqrt{\frac{(h_1 + 0.25 \square) \times 0.865 \square}{H \times (0.25 \square + s)}}$	$S_s = (0.33 + 0.212 \square) \sqrt{\frac{\square_1}{H(f + s)}}$	$S_s = (0.43 + 0.154 \square) \times \sqrt{\left(\frac{h + 0.54f}{H} \frac{0.84 \square}{0.65f + s} \right)}$

Si osserva che il valore ricavato è sottostimato per piccoli valori di h₁ e, nel caso di archi ribassati, la (4.20'') tende a zero per h₁ tendente a zero.

- Ingegneri russi e tedeschi (4.21)

S _s (m)		
Archi circolari a tutto sesto (4.21')	Archi circolari ribassati (4.21'')	Archi ellittici od ovali (4.21''')
$S_s = 0.305 + \frac{5}{24} \ell + \frac{h_1}{6} + \frac{h}{12}$	$S_s = 0.305 + 0.125 \ell \times \frac{3\ell - f}{\ell + f} + \frac{h_1}{6} + \frac{h}{12}$	$S_s = 0.305 + 0.125 \times \left(\frac{3 \square - f}{\square - f} + \frac{h_1}{6} + \frac{h}{12} \right)$

- Formula del Genio Civile italiano, per archi ribassati

$$S_s = 0.05h_1 + 0.20\ell + \left(\frac{10 + 0.5\ell}{100} \right) \times \left(\frac{\ell}{f} \right) \tag{4.22}$$

- Formula di Croizette – Desnoyers

$$S_s = 0.33 + 0.12 \ell \sqrt{\frac{\ell \times h_1}{H(f + s)}} \tag{4.23}$$

4.3.6 Spessori minimi delle murature

Benché formulati con riferimento a situazioni concernenti edilizia abitativa, si ritiene che i seguenti valori minimi degli spessori delle murature precisati nelle NTC2008 (par. 4.5.4) vadano comunque considerati nella valutazione di conformità:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm

- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
- muratura di pietra squadrata 240 mm
- muratura di pietra listata 400 mm
- muratura di pietra non squadrata 500 mm

In caso di significativa difformità da quanto sopra, sarà necessaria una attenta valutazione della ammissibilità degli spessori, e se del caso di adeguato intervento.

4.4 UTILIZZO DEL PONTE E SUA IDONEITÀ ATTUALE DI FATTO

Vanno rilevati i seguenti dati sullo utilizzo attuale del ponte:

- Destinazione attuale del ponte (pedonale, stradale, ferroviario, misto....)
- Caratteristiche del sistema di trasporto in cui è inserito (strada comunale, provinciale, statale, ferrovia statale, regionale, locale,...)
- Caratteristiche del traffico cui è attualmente sottoposto, possibilmente relazionate alle corrispondenti condizioni di carico.

Nel caso in cui il ponte sia stato utilizzato in modo omogeneo per un periodo almeno pari alla sua vita nominale e sia programmato per continuare ad essere utilizzato con le stesse modalità, il fattore di difformità γ_c potrà essere ridotto moltiplicandolo per il fattore 0.9.

5 Ricostruzione progettuale del ponte

5.1. RICOSTRUZIONE PROGETTUALE

Il rilievo geometrico della opera è indirizzato alla conoscenza, accurata e dettagliata, della geometria del ponte, con particolare riferimento a tutti gli elementi utili ad identificare e valutare il comportamento statico. Esso va impostato come una vera e propria "ricostruzione del progetto" del ponte. Va pertanto considerato che è indispensabile procedere anche alla individuazione delle dimensioni e della conformazione delle parti occultate dell' opera. Poiché ciò richiede in generale una campagna di saggi e ispezioni dirette o indirette, le operazioni di rilievo geometrico, come quelle del rilievo materiale di cui al punto successivo, saranno oggetto di un preliminare cantiere di studio, che dovrà essere adeguatamente programmato e che sarà oggetto di una specifica relazione. Come conclusione dovrà essere presentata una adeguata "rappresentazione" grafica del ponte, anche attraverso tavole tematiche, che consentano di identificarlo in tutti i suoi aspetti significativi ai fini di cui alle presenti Istruzioni e secondo il grado di dettaglio assunto. In condizioni di particolare difficoltà nelle misurazioni geometriche dirette è ammessa una tolleranza massima del 5%.

Nel seguito viene fatto sistematico riferimento alla definizione dei Livelli di Conoscenza (LC1, LC2, LC3) di cui al par. 8.1.IS.

5.2. PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER IL RILIEVO GEOMETRICO DEL PONTE

La rappresentazione del ponte dovrà comprendere la orografia della zona, il tracciato plano-altimetrico del ponte, piante, sezioni e prospetti.

Ai fini del rilievo geometrico del manufatto si procederà mediante ispezioni a vista, acquisizione di immagini fotografiche, misurazioni anche tramite metodi topografici, e una campagna di saggi adeguatamente programmata, indirizzata in particolare a:

5.2.1. Rilievo di insieme del ponte.

Sviluppo del manufatto incluso il profilo altimetrico del ponte e per i ponti in curva il rilievo del tracciato nel piano orizzontale con i relativi raggi di curvatura;

5.2.2. Rilievo della forma e delle dimensioni delle parti strutturali.

Luce, sagoma e curvatura delle arcate, altezza e posizione delle pile, disposizione delle spalle, pendenza della carreggiata, fuori piombo delle sovrastrutture;

5.2.3. Rilievo dei quadri fessurativi.

Il rilievo dei dissesti (fessure) deve fornire una indicazione almeno semi-quantitativa delle lesioni (forma geometrica, dislocazione, estensione, ampiezza, ecc..).

La individuazione dei quadri fessurativi è indispensabile in un'analisi strutturale e per la formulazione eventuale di interventi di riparazione, consolidamento o adeguamento. La possibilità di valutare la

dislocazione dei dissesti permette di verificare le ipotesi formulate sui meccanismi in atto.

5.2.4. Documentazione dello stato dei dissesti.

Lo stato dei dissesti sarà rappresentato tramite un elaborato sintetico e chiaro (tavola tematica dello stato dei dissesti) che illustri la geometria complessiva dell'opera e le caratteristiche salienti dei fenomeni fessurativi, quali andamento e posizione delle lesioni, fuori piombo spanciamenti, ecc.

5.2.5. Definizione della quota di imposta delle fondazioni, loro profondità dal piano di campagna e organizzazione strutturale.

Le operazioni di rilievo, ove necessario, saranno integrate da saggi e indagini in sito.

5.3. RILIEVO DEI COMPONENTI (ARCATE, PILE, SPALLE, FONDAZIONI, ETC.)

Le operazioni di rilievo saranno precedute dalla acquisizione delle informazioni storiche e d'archivio disponibili.

Tutti i componenti del ponte dovranno essere rilevati col massimo grado di dettaglio consentito dallo stato dei luoghi e in relazione al livello di conoscenza assunto come obiettivo (v. par. 8.1.IS)

5.3.1. Arcate

Saranno rilevati gli elementi costituenti la arcata, ovvero il sistema spingente costituito da archi o volte, le cappe, i timpani, i parapetti, i rinfianchi ed il riempimento, le relative dimensioni e gli spessori delle murature.

Il rilievo geometrico degli elementi costituenti la arcata sarà indirizzato in particolare a:

5.3.1.1. Via portata

- Si rileveranno la sagoma, la sezione e il profilo della via portata e della relativa sovrastruttura;

5.3.1.2. Sistema spingente

- Rilievo dell'apparecchio murario.
- Spessore dei giunti di malta, dimensioni dei mattoni e dei blocchi di pietra.
- Rilievo della eventuale stratificazione dell'arcata e della tecnica di ammorsamento dei diversi strati.
- Numero e spessore dei filari, lunghezza e numero dei conci.
- Eventuali differenze tra arcate di paramento e masse interne.
- Individuazione della curva di intradosso (circolare, ellittica, policentrica, etc.). Individuazione della curva di estradosso e di eventuali scalettature.
- Organizzazione del collegamento con i timpani.
- Eventuale obliquità tra arcata e muri di testa.
- Determinazione degli spessori, tenendo presente che in genere lo spessore dell'arcata visibile è minore di

- quello effettivo.
- Presenza di cappa.
- 5.3.1.3. Cappe
- Rilievo geometrico.
 - Profilo superiore della cappa e pendenze.
 - Determinazione degli spessori.
 - Rilievo delle *canalette di raccolta delle acque* in corrispondenza delle pile e degli *sfogatoi*.
- 5.3.1.4. Timpani
- Rilievo geometrico esterno (altezza e spessore dei paramenti).
 - Identificazione della pendenza dei paramenti.
 - Individuazione di scarpe o riseghe per il raccordo con il parapetto.
 - Individuazione di cavità.
 - Rilievo del tessuto murario.
 - Spessore dei giunti di malta, dimensioni dei mattoni e dei blocchi di pietra.
 - Rilievo degli eventuali sistemi di alleggerimento (*occhi di ponte* semplici o multipli, voltine di scarico semplici o multiple, frenelli).
 - Organizzazione del collegamento con le arcate.
- 5.3.1.5. Parapetti
- Rilievo geometrico (altezza, dimensioni e pendenze).
 - Individuazione di *cornici di coronamento*.
 - Individuazione di scarpe o riseghe per il raccordo con il timpano.
- 5.3.1.6. Rinfianchi
- Rilievo geometrico (altezza e dimensioni).
 - Profilo superiore del rinfianco e pendenze.
 - Estensione in relazione al profilo estradossale delle volte.
 - Individuazione di cavità.
 - Rilievo di eventuali sistemi di alleggerimento (*occhi di ponte* semplici o multipli in corrispondenza delle pile o delle reni delle volte delle arcate, voltine di scarico semplici o multiple con generatrice trasversale o longitudinale rispetto all'asse del ponte).
 - Rilievo della eventuale cappa.
 - Rilievo delle *canalette di raccolta delle acque* in corrispondenza delle pile e degli *sfogatoi*.
 - Organizzazione del collegamento con le arcate.
- 5.3.1.7. Riempimento
- Rilievo geometrico (altezza e dimensioni).
 - Profilo superiore del rinfianco e pendenze.
 - Determinazione degli spessori, e spessore massimo tra massicciata e il punto più alto della cappa.

Ciascuna arcata sarà rappresentata almeno tramite un prospetto, una sezione orizzontale ed una sezione longitudinale, in scala adeguata ad evidenziare tutti gli elementi significativi rilevati, inclusi i rinfianchi. Ove le arcate siano sensibilmente uguali o

raggruppabili per similitudine, sarà sufficiente rappresentarle per gruppi attraverso sezioni e prospetto della arcata-tipo rappresentativa del gruppo.

5.3.2. Pile

Saranno rilevati gli elementi costituenti la pila, ovvero la sua sagoma e la sua costituzione. Si procederà pertanto alle seguenti operazioni:

- Rilievo geometrico esterno.
- Identificazione della pendenza dei paramenti e di eventuali riseghe.
- Rilievo di eventuali dissimmetrie ingiustificate che potrebbero denunciare dissesti in atto. Individuazione di cavità.
- Rilievo del tessuto murario.
- Rilievo dello spessore dei giunti di malta, dimensioni dei mattoni e dei blocchi di pietra.
- Rilievo di eventuali nervature.
- Rilievo di eventuali differenze tra muratura di paramento e muratura interna.
- Rilievo di eventuale variabilità degli spessori.
- Rilievo della struttura interna.
- Rilievo della eventuale stratificazione della pila.
- Rilievo del sistema di chiusura della pila in sommità.
- Rilievo di eventuale obliquità rispetto alla arcata.
- Rilievo delle modalità di appoggio sul sistema fondale.
- Rilievo di elementi significativi ai fini della idoneità fluidodinamica del profilo in pianta. Eventuali dispositivi di protezione o antierosione a monte e valle.
- Rilievo della organizzazione del collegamento con le arcate.

Ciascuna pila sarà rappresentata almeno tramite un prospetto, una sezione orizzontale, una sezione longitudinale ed una trasversale, in scala adeguata ad evidenziare tutti gli elementi significativi rilevati, inclusi i rinfianchi, i muri di testa e gli oggetti di collegamento con le arcate. Ove le pile siano sensibilmente uguali o raggruppabili per similitudine, sarà sufficiente rappresentarle per gruppi attraverso sezioni e prospetto della pila-tipo rappresentativa del gruppo.

5.3.3. Spalle

Gli elementi identificativi delle spalle sono sostanzialmente analoghi a quelli elencati a proposito delle pile. Si procederà pertanto alle seguenti operazioni:

- Rilievo geometrico.
- Identificazione della pendenza dei paramenti.
- Rilievo di eventuali dissimmetrie ingiustificate che potrebbero denunciare dissesti in atto. Individuazione di cavità.
- Rilievo del tessuto murario.
- Rilievo dello spessore dei giunti di malta, dimensioni dei mattoni e dei blocchi di pietra.
- Rilievo di eventuali differenze tra muratura di paramento e riempimento. Rilievo di degli spessori, eventualmente

variabili.

- Rilievo della struttura interna.
- Rilievo della eventuale stratificazione della spalla.
- Rilievo del sistema di chiusura della spalla in sommità.
- Rilievo di eventuale obliquità rispetto alla arcata (v. punto 5.2.1).
- Rilievo degli eventuali sistemi di riduzione della spinta della arcata e di alleggerimento della spalla o della fondazione (contrafforti, muri di accompagnamento, vani aperti o chiusi coperti da archi o volte per l'alleggerimento del volume della spalla, vani aperti o chiusi coperti da archi o volte rovesci per l'alleggerimento della fondazione).
- Rilievo delle modalità di appoggio sul sistema fondale.
- Rilievo di elementi significativi ai fini della idoneità fluidodinamica del profilo in pianta.
- Rilievo di eventuali dispositivi di protezione o antierosione a monte e valle.
- Rilievo della organizzazione del collegamento con le arcate.

Ciascuna spalla sarà rappresentata almeno tramite un prospetto, una sezione orizzontale, una sezione longitudinale ed una trasversale, in scala adeguata ad evidenziare tutti gli elementi significativi rilevati, inclusi i rinfianchi, i muri di testa e gli oggetti di collegamento con le arcate. Ove le spalle siano sensibilmente uguali sarà sufficiente rappresentare la spalla-tipo attraverso sezioni e prospetti.

5.3.4. Fondazioni

Per le fondazioni sarà di norma accertato:

- Il tipo di fondazione (diretta o indiretta);
- La dimensione dei blocchi fondali;
- La costituzione dei blocchi fondali;
- Le aree delle superfici di scarico;
- In caso di palificata, il tipo di pali e possibilmente il loro numero e la loro lunghezza;
- Rilievi di maggiore dettaglio saranno effettuati, anche con l'ausilio di mezzi di indagine in sito, a discrezione del professionista e in caso di manifesti dissesti dovuti a cedimenti fondali;

5.3.5. Muri di testa

Ove esistenti, per i muri di testa si procederà alle seguenti operazioni:

- Rilievo geometrico esterno (altezza, sagoma e spessori).
- Identificazione della pendenza dei paramenti.
- Individuazione di cavità.
- Rilievo del tessuto murario.
- Rilievo dello spessore dei giunti di malta, dimensioni dei mattoni e dei blocchi di pietra.
- Rilievo degli spessori, eventualmente variabili.
- Rilievo della eventuale stratificazione del muro di testa.
- Rilievo degli eventuali sistemi di alleggerimento (vani aperti o chiusi coperti da archi o volte).
- Organizzazione del collegamento con le arcate.

Ciascun muro di testa sarà rappresentato almeno tramite un prospetto, una sezione orizzontale, una sezione longitudinale ed una trasversale, in scala adeguata ad evidenziare tutti gli elementi significativi rilevati, inclusi i rinfianchi e gli aggetti di collegamento con le arcate. Ove i muri di testa siano sensibilmente uguali o raggruppabili per similitudine, sarà sufficiente rappresentarli per gruppi attraverso sezione e prospetto del muro di testa -tipo rappresentativo del gruppo.

5.4. INDAGINI

Le indagini da condursi sono finalizzate ad acquisire gli elementi necessari al rilievo geometrico del ponte, nella sua attuale configurazione. In base al Livello di Conoscenza di cui al Cap.8, assunto come obiettivo, si eseguiranno indagini dirette e indirette rivolte alla definizione delle dimensioni geometriche e all'individuazione della struttura interna degli elementi strutturali nel loro stato attuale, nonché del quadro fessurativo del ponte.

Ai fini del rilievo geometrico dell'opera, sono indicate, di massima, le seguenti indagini:

- Indagini di archivio e sulla letteratura tecnica dell'epoca, volte al reperimento di disegni, rilievi e relazioni tecniche originali, nonché delle indicazioni della regola dell'arte (LC1, LC2, LC3)
- Ispezioni a vista ed acquisizione di immagini fotografiche, volte alla esecuzione di misurazioni dirette e indirette del ponte e alla lettura del quadro fessurativo (LC1, LC2, LC3)
- Misurazioni tramite metodi topografici, per il rilievo della orografia locale e dei caratteri macroscopici del ponte (LC1, LC2, LC3);
- Prove di tipo distruttivo, con asportazione localizzata di materiale (LC3)
- Prove di tipo non distruttivo volte al rilievo delle parti occultate del ponte - (LC2-LC3)

Sono indicate, di massima, le seguenti prove non distruttive:

5.4.1. Prove endoscopiche

Questa indagine va impiegata per visualizzare le caratteristiche interne alla struttura come ad esempio la stratigrafia, lo stato di conservazione e la presenza di anomalie tipo lesioni, vuoti, ecc.

Per il Livello di Conoscenza LC2 è sufficiente la esecuzione di un numero limitato di *Boroscopie* (fori di \varnothing 10 mm e profondità variabile) in funzione del tipo di struttura da indagare.

Per il Livello di Conoscenza LC3 può essere indispensabile la esecuzione di *Videoispezioni con telecamera filo-guidata* (fori mediante carotaggio di diametro f35 mm e della lunghezza anche di alcuni metri) e/o *Boroscopie*, in funzione del tipo di struttura da indagare.

5.4.2. Prove georadar

Questa indagine va impiegata per il rilievo degli spessori degli elementi strutturali e di eventuali cavità all'interno delle murature, rappresentando le sezioni delle strutture indagate tramite i diagrammi delle variazioni del coefficiente di riflessione. (LC3)

5.4.3. Prove ultrasoniche

Questa prova va impiegata per il rilievo degli spessori degli elementi strutturali e la determinazione della profondità delle fessure, tramite la misurazione del tempo di percorrenza delle onde all'interno di un tratto di muratura. (LC1-LC2-LC3)

5.4.4. Prove geosismiche di tipo cross-hole.

Questa prova va eseguita mediante sondaggi inclinati che attraversino la struttura di fondazione del ponte per la definizione della quota d'imposta delle fondazioni, tramite la misurazione del tempo di percorrenza delle onde. (LC3)

5.4.5. Sondaggi

Vanno eseguiti sondaggi laddove non sia possibile identificare altrimenti caratteristiche occulte della struttura o della muratura. Sono altresì indicati sondaggi inclinati che attraversino la struttura di fondazione per la definizione della quota d'imposta delle fondazioni del ponte, etc.)- (LC2-LC3)

Sono indicate, di massima, le seguenti prove distruttive:

5.4.6. Carotaggi e micro-carotaggi

La prova va impiegata per definire la stratigrafia e lo spessore dei corpi murari. La estrazione di provini cilindrici va eseguita fino ad una profondità massima che è funzione dello spessore della muratura. Particolare cura va riservata alla scelta dei punti in cui si esegue il carotaggio che dovranno essere quelli meno sollecitati. Il diametro delle carote dovrà comunque essere il minimo possibile (LC2-LC3).

5.4.7. Prelievo di campioni

E' consentito il prelievo di campioni ai fini del rilievo geometrico allorquando la configurazione della murature è di complessità tale da non potere essere rilevata con mezzi meno invasivi. In tal caso la dimensione del prelievo sarà commisurata alla pezzatura e all'assortimento dei materiali e dei pezzi costituenti la muratura.

5.5. MAPPA DELLO STATO DEI DISSESTI

Si individuano quali dissesti i fenomeni di compromissione della capacità portante degli elementi strutturali, manifestati dalla presenza di lesioni nella parti strutturali del manufatto.

Premesso che la fessurazione rappresenta anche il modo fisiologico di deformazione della muratura, l' eventuale stato dei dissesti del ponte in muratura ed il suo rilievo deve consentire il riconoscimento della sua natura patologica, la comprensione dei fenomeni in atto ed il possibile riconoscimento delle cause degli stessi, nella alterazione delle condizioni di esercizio del manufatto, quali aumento dei carichi di esercizio, alterazioni del contesto ambientale (frane, erosione dell'alveo fluviale, movimenti di un versante), eventi eccezionali (sismi, impatti con convogli ferroviari e/o stradali, ecc.), degrado dei materiali, ecc.

Ai fini del rilievo del dissesto strutturale va eseguita una mappatura delle

lesioni con la individuazione della loro conformazione geometrica, localizzazione e profondità, nonché, se ritenuto necessario, la lettura della progressione del dissesto nel tempo, attraverso un adeguato sistema di monitoraggio delle singole lesioni con celle deformometriche.

.La mappatura dello stato di dissesto strutturale richiede un rilievo geometrico dello stato di fatto che documenti i fenomeni attraverso una rappresentazione sintetica e chiara dei quadri fessurativi, sconessioni, crolli, ecc. (tavola tematica dello stato dei dissesti). La valutazione di alcuni dissesti può avvalersi di tecniche di rilevamento e controllo semplici quali per esempio il filo a piombo e bolla ad aria, per verificare verticalità ed orizzontalità di alcuni elementi, che nel caso di un ponte in muratura possono essere per esempio i parapetti, oppure di inclinometri, per verificare che i paramenti di una pila presentino la stessa inclinazione e che, quindi, non abbiano subito rotazioni rilevanti.

5.6. DETTAGLI COSTRUTTIVI

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- Tipologia della muratura (a uno, due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali,...) e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare o irregolare, ...)
- Qualità dei collegamenti tra i paramenti verticali
- Collegamenti tra arcate e pile, e tra arcate e spalle
- Qualità del riempimento
- Elementi di alleggerimento
- Compattezza e tenacità della muratura

5.7. IDENTIFICAZIONE DI EVENTUALI INTERVENTI PRECEDENTI E/O MANOMISSIONI

Le eventuali modifiche dello stato originario del ponte e le caratteristiche inerenti tali eventuali alterazioni vanno opportunamente identificate tramite indagini d'archivio, ispezioni dirette o indirette. La rappresentazione delle situazioni di crolli, demolizioni, ricostruzioni, sostituzioni, ampliamenti, e interventi di consolidamento può essere restituita nel rilievo geometrico del manufatto, evidenziando le parti della struttura ricostruite o di nuova introduzione, ovvero essere oggetto di una tavola tematica.

6 Ricostruzione Materiale del Ponte

6.1. PREMESSA

Alla definizione e restituzione grafica della geometria del ponte e del suo stato attuale va affiancata la accurata descrizione dei materiali, della muratura, della malta, dei giunti, del tessuto murario e delle loro caratteristiche meccanico-fisiche.

Nel seguito viene fatto sistematico riferimento alla definizione dei Livelli di Conoscenza (LC1, LC2, LC3) di cui ai parr. 8.2.NTC2008, C8.5.4.CA e C8A.1.A.4.CA, nonché par. 8.1.IS.

Va notato che i parametri necessari per la identificazione del comportamento dei materiali (la muratura e i suoi componenti) sono relazionati al modello meccanico che si intende impiegare per lo studio teorico-numerico del comportamento strutturale. Si deve però osservare che alcuni parametri vanno comunque rilevati anche se si adottano modelli che non ne fanno uso, e ciò allo scopo di consentire eventuali controlli a posteriori mediante ipotesi di calcolo diverse.

6.2 PRESCRIZIONI PARTICOLARI PER IL RILIEVO MATERIALE DEL PONTE

La ricostruzione materiale del ponte dovrà comprendere il rilievo della natura e densità dei materiali, nonché dei parametri fisici e meccanici (moduli elastici e resistenza a compressione) che li caratterizzano, e del loro stato di degrado, oltre allo stato dei dissesti.

Ai fini del rilievo materiale del manufatto si procederà mediante ispezioni a vista, acquisizione di immagini fotografiche, e una campagna di saggi adeguatamente programmata, indirizzata in particolare a:

- Rilievo materico del ponte. Caratterizzazione qualitativa dei materiali e delle murature;
- Caratterizzazione dei materiali e delle murature. Determinazione dei parametri meccanici necessari a definire i modelli di calcolo;
- Caratterizzazione della struttura. Identificazione del modello strutturale e verifica della sua affidabilità;
- Rilievo dello stato e consistenza del ponte.
- Il rilievo dei fenomeni di degrado e dei dissesti (fessure) deve fornire una indicazione qualitativa della profondità e della gravità del degrado, con la individuazione della tipologia del degrado (disgregazione delle malte, esfoliazione dei laterizi, concrezioni, distacchi, ecc.) e della sua localizzazione, e semi-quantitativa delle lesioni (forma geometrica, dislocazione, estensione, ampiezza, ecc..).
- La individuazione dei quadri fessurativi è indispensabile in un'analisi strutturale e per la formulazione eventuale di interventi di riparazione, consolidamento o adeguamento. La possibilità di valutare l'andamento di dissesti permette di verificare le ipotesi formulate sui meccanismi in atto.
- Documentazione dello stato di degrado.
- Lo stato di degrado sarà rappresentato in conformità della scheda

NORMAL 1/88 (CNR-ICR, Raccomandazioni NORMAL, Doc. 1/88), tramite un elaborato sintetico e chiaro (tavola tematica dello stato di degrado delle murature), ovvero unitamente al quadro fessurativo, tramite un elaborato unico (tavola tematica del quadro fessurativo e dello stato di degrado delle murature) che si limiti ad illustrare la geometria complessiva dell'opera e le caratteristiche salienti dei fenomeni fessurativi, quali andamento e posizione delle lesioni, fuori piombo spanciamenti, ecc., nonché dello stato di degrado delle murature.

- Ulteriori rappresentazioni sotto forma di tavole tematiche (cause di degrado, tavola delle acque e sistemi di smaltimento idraulico, modifiche dello stato originario) sono volte ad una trattazione esauriente e corretta del degrado.
- Le operazioni di rilievo saranno integrate da saggi e indagini in sito e in laboratorio.

6.3 RILIEVO DEL TESSUTO MURARIO (PIETrame, MALTA E GIUNTI, E TESSITURA MURARIA)

6.3.1. Tessuto murario

La tessitura della muratura deve essere attentamente rilevata mediante carotaggi e/o microcarotaggi, eventualmente con endoscopia in profondità e con una distribuzione proporzionata al livello di conoscenza prefisso. Ciò in quanto quello che appare dall'esterno come una muratura di pietra può essere, talvolta, solo un paramento esterno di copertura di una muratura in mattoni ovvero di una muratura povera di pietra irregolare o appena sbazzata.

Tali rilievi devono essere effettuati in più punti di prova e a varie altezze in relazione alla complessità della struttura, e in corrispondenza di varie membrature.

La tessitura muraria può determinare una anisotropia di comportamento, sia sotto il profilo della resistenza che sotto il profilo della deformabilità. Mentre il primo profilo (resistenza) è senza altro determinante per la verifica del ponte, il secondo profilo (deformabilità) è significativo in generale per un affinamento delle soluzioni al fine di una riproduzione più accurata del quadro fessurativo onde ottenere indicazioni più probanti per la sua interpretazione e la identificazione di eventuali dissesti. E' consigliabile che le prove sperimentali in sito siano ripetute per almeno 3 volte al fine di ridurre la dispersione dei risultati.

6.3.1.1. Resistenza della muratura

La resistenza della muratura va investigata su campioni di muratura di dimensioni significative rispetto alla dimensione del pietrame. In tal senso, il provino murario:

- Se costituito di pietrame o laterizio squadrato deve contenere almeno 4 pietre -o mattoni- nelle due dimensioni ortogonali.
- Se costituito di pietrame sbazzato con giunti irregolari deve contenere un rettangolo di dimensioni pari a 4 volte la dimensione media del pietrame. In questo caso, il materiale può essere considerato statisticamente isotropo sia come resistenza

che come deformabilità.

- Va determinata la resistenza a trazione nella direzione ortogonale ai giunti di malta (che poi di norma va assunta nulla nelle verifiche) e nella direzione parallela in presenza di compressione ortogonale. In assenza di determinazioni sperimentali, tale resistenza può essere valutata con le modalità specificate nel Cap. 8 delle presenti IS.

Nel caso di muratura a filari con pietrame regolare o sbizzato:

- Va determinato il coefficiente di attrito tra filari sovrapposti;
- Va determinata la resistenza a taglio del provino mediante prova di compressione diagonale;
- Va determinata la resistenza a trazione nella direzione ortogonale ai giunti di malta (che poi di norma va assunta nulla nelle verifiche) e nella direzione parallela in presenza di compressione ortogonale.
- Va in ogni caso considerata nulla nelle verifiche la resistenza a trazione nella direzione ortogonale ai giunti di malta, indipendentemente dall'esito delle prove precedenti;

Nel caso di pietrame irregolare o caotico:

- Va determinata la resistenza a taglio del provino mediante prova di compressione diagonale;
- Va determinato il coefficiente di attrito tra pietrame e malta e tra pietrame e pietrame;
- Nelle verifiche la resistenza a trazione va assunta nulla lungo tutte le direzioni.

In assenza della possibilità di determinazioni sperimentali:

- Il coefficiente di attrito può essere assunto sulla base di dati sperimentali in letteratura e in situazioni analoghe, purchè sia possibile motivare che il valore assunto non è superiore a quello reale;
- La resistenza a taglio del provino può essere individuata attraverso una simulazione numerica della prova, con riferimento ad un modello di calcolo che riproduca la tessitura muraria in sito;
- La resistenza a trazione nella direzione parallela ai giunti di malta nel caso di muratura a filari, può essere valutata con le modalità specificate nel Cap. 8 delle presenti IS.

In generale i valori di cui sopra vanno determinati in modo da potere essere assunti come "valori caratteristici" delle resistenze come definiti al punto 2.3 delle NTC e in conformità del punto 4.5.3 e per quanto possibile in accordo con le specifiche di prova enunciate al punto 11.10.3 delle medesime NTC (Il punto 4.5.3 delle NTC richiama il punto 11.10.5 che però non esiste).

6.3.1.2. Legame costitutivo della muratura

La caratterizzazione del legame tensione-deformazione del

materiale murario può essere condotta sulla base di prove in situ mediante martinetto piatto e/o attraverso modelli teorico-numeriche sulla base delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti (malta e pietrame) e della tessitura muraria tipo. Le determinazioni devono essere adeguate a caratterizzare la eventuale anisotropia e la disomogeneità del materiale. Peraltro, ai fini della esecuzione dei calcoli statici, ciascun corpo di fabbrica (arcate, pile, spalle) può essere ricondotto allo assemblaggio di una o più parti omogenee attraverso l'introduzione di opportuni criteri di omogeneizzazione. L'anisotropia del legame costitutivo può essere trascurata e il materiale ricondotto ad un mezzo isotropo equivalente, purché la scelta dei parametri sia adeguatamente giustificata.

6.3.1.3. Duttilità della muratura

E' indispensabile una valutazione della duttilità della muratura sia nei confronti della compressione che nei confronti della resistenza a trazione quando questa, lungo particolari direzioni, sia frutto della particolare tessitura.

Un esempio è costituito dalla muratura in mattoni o pietrame squadrato a giunti sfalsati che collassa per trazione orizzontale secondo lo schema di Fig. 6.1.

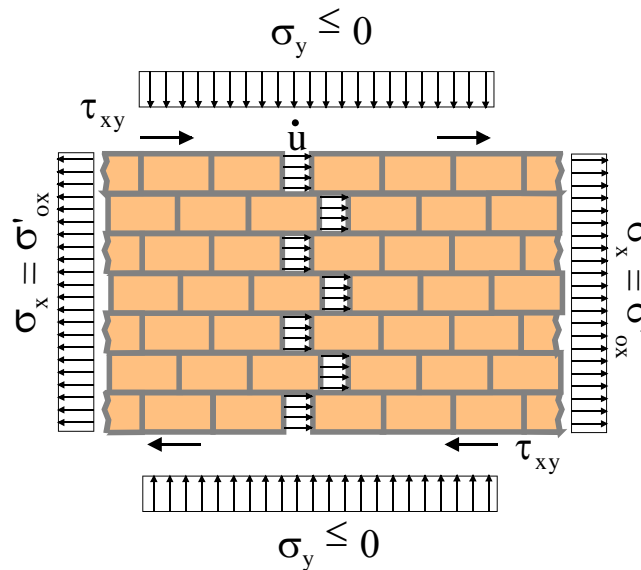


Figura 6.1
Meccanismo di rottura per trazione parallela ai giunti

In questo caso, considerata la resistenza ultima a trazione σ'_o (par. 8.6.2.IS)

$$\sigma'_o = -\phi\sigma_y s\omega \tag{6.1}$$

la duttilità a trazione δ_a nella direzione dei giunti:

- se $f_{pt} \leq \sigma'_o$ è nulla ;
- se $f_{pt} > \sigma'_o$ può essere valutata attraverso la relazione

$$\delta_a = \frac{\varepsilon'_{oa}}{\varepsilon'_a} = [1 + \mu(\gamma_t - 1)] \frac{f_{pt} - \sigma'_o}{f_{pt}} \quad (6.2)$$

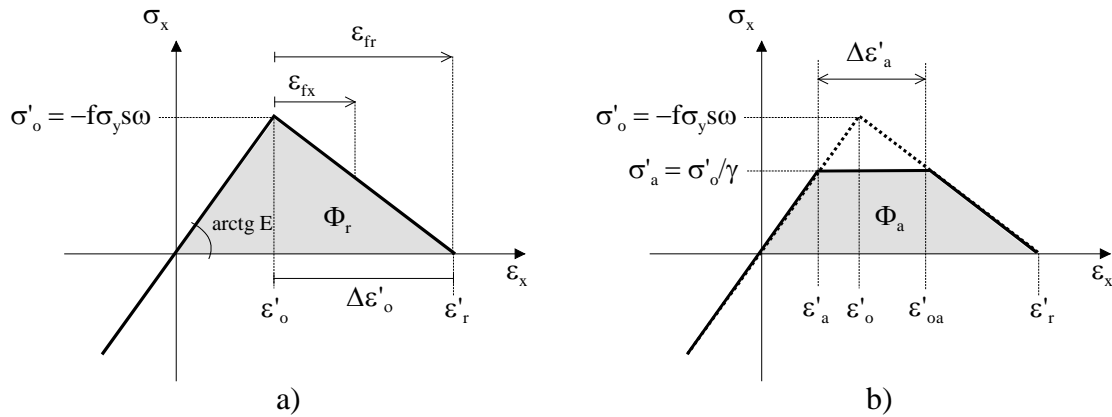


Figura 6.2

- a) Diagramma $\sigma_x - \varepsilon_x$ in base al modello di Fig. 6.1)
 b) Diagramma $\sigma_x - \varepsilon_x$ convenzionale con duttilità variabile in funzione della resistenza a trazione di progetto.

ove (Fig. 6.2 e Fig. 8.8 del par. 8.6.2), oltre i simboli definiti al par. 8.6.2:

- $\mu = \varepsilon'_r / \varepsilon'_o$ è il rapporto tra la deformazione a rottura e quella al limite elastico;
- $\varepsilon'_r = \frac{s}{h_x} + \frac{\sigma'_o}{E}$ è la deformazione ultima per trazione della muratura;
- $\varepsilon'_o = \sigma'_o / E$ è la deformazione di crisi per trazione della muratura;
- $\varepsilon'_a = \sigma'_a / E$ è la deformazione della muratura alla tensione massima di trazione ammissibile nella direzione parallela ai filari;
- σ'_a è la tensione massima di trazione ammissibile nella direzione parallela ai filari (v. par. 8.6.2.IS);
- ε'_{oa} è la deformazione della muratura al limite convenzionale di crisi
- $\varepsilon'_{oa} = \varepsilon'_a + \varepsilon'_r \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \varepsilon'_a + \frac{\varepsilon'_r}{\gamma_t}$;
- f_{pt} è la resistenza caratteristica media a trazione del pietrame;
- $\gamma_t = \sigma'_o / \sigma'_a$, è il coefficiente di sicurezza a trazione nella direzione parallela ai giunti, definito al par. 8.6.2.IS;

La duttilità a compressione va specificamente determinata nei confronti di distribuzioni di tensione concentrate in prossimità degli spigoli del pietrame. In assenza di specifiche determinazioni, la duttilità a compressione va considerata nulla.

6.3.1.4. Impraticabilità di prove dirette

Se la estrazione di provini murari di dimensioni idonee non è praticabile, occorre fare riferimento a risultati sperimentali di letteratura in situazioni analoghe combinati con previsioni teoriche, basate sulla geometria del tessuto murario e sulla combinazione del pietrame con i giunti di malta, tenuto conto delle rispettive proprietà meccaniche. A tal fine può farsi riferimento alle Tabelle 11.D.1-11.D.2 dell' allegato 11.D nell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/2005, e alle indicazioni del par. C8A.2 (appendice C8A della Circolare Applicativa) con riferimento ai valori riportati nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2. Per livelli di conoscenza LC2 o LC3, il tutto va affiancato alla esecuzione di prove in situ mediante la tecnica del martinetto piatto (possibilmente doppio).

6.3.2. **Proprietà dei giunti di malta**

La valutazione della resistenza della malta può essere valutata direttamente in sito mediante lo specifico sclerometro, o mediante prove *penetrometriche* e/o di *pull-out*. Poiché sia le prove penetrometriche che le prove di pull-out sono fortemente influenzate dalle condizioni al contorno, ove si intenda conseguire un livello di conoscenza LC2 o LC3 occorre eseguire, nella stessa zona della muratura, un numero di prove sufficientemente elevato:

Per LC2: almeno 6 per le prove *penetrometriche* e 3 per quelle di *pull-out*.

Per LC3: almeno 9 per le prove *penetrometriche* e 6 per quelle di *pull-out*.

Di queste prove si assumerà come valore sperimentale quello medio, scartati i valori estremi delle misure, e si indicherà anche la dispersione media dei dati dal valore medio, parametro che consentirà al progettista di valutare l'attendibilità della campagna di prove sperimentali e, se del caso, di ordinarne altre. A complemento è possibile eseguire delle prove *sclerometriche* sulla malta dei giunti che, se eseguite in numero elevato, distribuite nelle parti accessibili della muratura e correlate con altre misure sperimentali, come quelle di *pull out*, possono contribuire a quantificare lo stato di degrado della muratura la sua distribuzione nel manufatto.

6.3.3. **Proprietà del pietrame**

Quando la tessitura muraria lo consente, le proprietà del pietrame possono essere eseguite mediante il prelievo di singoli elementi lapidei e conseguenti prove in laboratorio. In alternativa, ove le dimensioni dei singoli blocchi di pietrame lo consentano, è possibile il prelievo di carote su cui effettuare poi le prove in laboratorio. Per la roccia, che nei blocchi impiegati è omogenea, la caratterizzazione può essere eseguita su piccole carote cilindriche anche di 80 mm di diametro, ricavandone il modulo elastico, il coefficiente di Poisson e la resistenza a compressione. Diversamente (es. arcate in pietra da taglio), per livelli di conoscenza LC1 o

LC2, la proprietà del pietrame può essere valutata attraverso una opportuna classificazione del tipo di roccia cui appartiene, o delle proprietà del laterizio, e per correlazione con dati di letteratura o prove dirette su materiale analogo.

6.3.4. Proprietà del rinfiacco e del riempimento

Le proprietà del rinfiacco e del riempimento vanno rilevate o mediante ispezione diretta quando possibile, o mediante prelievi e/o carotaggi, microcarotaggi e endoscopia e relative prove sperimentali.

6.4 INDAGINI

Le indagini da condursi sono finalizzate ad acquisire gli elementi necessari al rilievo materico del ponte, nella sua attuale configurazione, alla caratterizzazione dei materiali e delle murature, al rilievo del loro stato di degrado, alla caratterizzazione della struttura.

In base al Livello di Conoscenza desiderato di cui al Cap.8, si eseguiranno indagini dirette e indirette rivolte alla individuazione della natura e densità dei materiali e delle murature, dei parametri fisici (peso specifico, porosità, ecc.) e meccanici (moduli elastici, resistenza a compressione, ecc.) che li caratterizzano, nonché alla rilevazione del loro stato di conservazione, e prove rivolte alla definizione della risposta globale del ponte o dei suoi elementi strutturali.

Alle indagini volte alla caratterizzazione qualitativa dei materiali si affiancheranno, dunque, prove sperimentali per la caratterizzazione fisica e meccanica dei materiali (prove di pull-out, penetrometriche e sclerometriche nei giunti di malta, prove di laboratorio sui mattoni o blocchi di pietra, prove chimiche sulla composizione delle malte, prove geotecniche su campioni di terreno prelevati mediante sondaggi in fondazione, prove di umidità, prove su prismi di muratura, etc.), e prove sperimentali statiche e dinamiche per la caratterizzazione della struttura del ponte e la verifica dell'affidabilità del modello strutturale, sia di tipo globale (prove di carico, statiche e dinamiche, con misurazione di grandezze misurate costituite da spostamenti di punti del ponte e dalle sue frequenze) che di tipo puntuale (prove eseguite con martinetti piatti per la determinazione dello stato tensionale nella muratura, etc.).

Ai fini della ricostruzione materiale dell'opera, sono indicate, di massima, le seguenti indagini:

- Indagini di archivio e sulla letteratura tecnica dell'epoca, volte al reperimento di disegni, rilievi e relazioni tecniche originali, nonché delle indicazioni della regola dell'arte (LC1, LC2, LC3);
- Ispezioni a vista ed acquisizione di immagini fotografiche, volte alla rilevazione diretta e indiretta della natura dei materiali e del loro stato di degrado (LC1, LC2, LC3);
- Prove di tipo distruttivo (con asportazione localizzata di materiale, carotaggi o microcarotaggi ed esecuzione in laboratorio di prove fisiche e meccaniche, e prove meccaniche in-situ), finalizzate, alla identificazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche di pietre e/o mattoni, alla caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato...), alla determinazione della stratigrafia delle murature ed alla valutazione del loro stato di conservazione (LC2, LC3);
- Prove di tipo non distruttivo, che non incidono sulla consistenza della

struttura e dei materiali (tramite indagini endoscopiche per il rilievo di eventuali cavità interne e dei materiali di riempimento di diversa natura, indagini georadar, o soniche per il rilievo degli spessori degli elementi strutturali, etc.)- (LC2-LC3).

6.4.1. Prove per la caratterizzazione dei materiali

6.4.1.1. Prove non distruttive

Le prove non distruttive vanno impiegate per ottenere delle indicazioni sulle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali e del loro stato di degrado, nonché al fine di localizzare i punti in cui è più opportuno eseguire indagini di tipo distruttivo.

Sono indicate, di massima, le seguenti prove non distruttive:

- Prove endoscopiche
Questa indagine va impiegata per visualizzare le caratteristiche interne alla struttura come ad esempio la stratigrafia, lo stato di conservazione e la presenza di anomalie tipo lesioni, vuoti, ecc. Per il Livello di Conoscenza LC2 è sufficiente la esecuzione di un numero limitato di Boroscopie (fori di \varnothing 10 mm e profondità variabile) in funzione del tipo di struttura da indagare. Per il Livello di Conoscenza LC3 è richiesta la esecuzione di Videoispezioni con telecamera filo-guidata (fori mediante carotaggio di diametro \varnothing 35 mm e della lunghezza anche di alcuni metri) e/o Boroscopie, in funzione del tipo di struttura da indagare.
- Prove georadar. Questa indagine va impiegata per la localizzazione delle discontinuità e vuoti all'interno delle murature, rappresentando le sezioni delle strutture indagate tramite i diagrammi delle variazioni del coefficiente di riflessione. (LC3)
- Prove termografiche. Questa indagine va impiegata per la individuazione di eventuali anomalie all'interno delle murature corrispondenti ad anomalie termiche rilevate tramite termocamere, e rappresentate in immagini con una corrispondenza tra le scale cromatica e termica (LC2-LC3).
- Prove sclerometriche. Questa indagine va impiegata per stimare la qualità dei giunti di malta, tramite la valutazione dell'indice sclerometrico in base al legame tra durezza d'urto e resistenza a compressione del materiale. Si eseguiranno battute sclerometriche in un numero di punti di prova congruo a valutare la resistenza a compressione del giunto nonché la omogeneità della malta in-situ. (LC1-LC2-LC3)
- Prove ultrasoniche. Questa prova va impiegata al fine di determinare la presenza di distacco di intonaci, ove presenti, ed individuare l'omogeneità e la compattezza del materiale. In particolare se si tratta di muratura, tale indagine va utilizzata per verificare se i componenti sono tutti della medesima natura e sufficientemente collegati attraverso i giunti di malta, nonché per calcolare il modulo elastico dinamico, determinare la profondità delle eventuali fessure, e valutare la resistenza delle murature (LC2-LC3).
- Prove di pull out
- Prove penetrometriche

- Prove igrometriche Questa indagine va effettuata in superficie o in profondità direttamente sulla struttura mediante dei misuratori di umidità.

6.4.1.2. Prove distruttive

I saggi di carattere distruttivo con asportazione di campioni e prove di laboratorio vanno impiegati al fine di integrare e di tarare le informazioni che risultano dai controlli non distruttivi.

Sono indicate, di massima, le seguenti prove distruttive:

- *Prelievi di campioni con esecuzione di prove fisiche e meccaniche in laboratorio*
 - ◆ Il prelievo di campioni indisturbati va effettuato al fine di eseguire prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche dei materiali.
 - ◆ Le prove fisiche da eseguirsi sui campioni dei materiali lapidei prelevati vanno impiegate per la determinazione di:
 - ◆ Peso unitario apparente; per la esecuzione della prova è possibile utilizzare lo stesso campione delle prove di compressione. In mancanza di pezzi regolari si può ricorrere a frammenti di qualsiasi dimensione misurandone il volume in un volumenometro;
 - ◆ Peso specifico;
 - ◆ Coefficiente di imbibizione;
 - ◆ Gelività;
 - ◆ Porosità;
 - ◆ Coefficiente di dilatazione termica.
- Sono indicate, di massima, anche per il livello LC1, le seguenti prove fisiche:
 - ◆ Peso specifico;
 - ◆ Coefficiente di dilatazione termica.
- *Le prove meccaniche da eseguirsi sui campioni dei materiali lapidei o di muratura prelevati vanno impiegate per la determinazione di:*
 - ◆ Resistenza a compressione e a trazione;
 - ◆ Resistenza a flessione;
 - ◆ Resistenza a taglio;
 - ◆ Modulo elastico;
 - ◆ Resistenza all'urto;
 - ◆ Resistenza all'usura;
 - ◆ Aderenza alle malte; L'aderenza fra malta e pietra va misurata con la prova a trazione oppure con la prova a taglio;
 - ◆ Sono indicate, di massima, le seguenti prove meccaniche:
 - ◆ Prove di compressione
 - ◆ Prove di trazione
 - ◆ Prove di taglio
 - ◆ Prove di compressione diagonale su pannelli murari o prove

- combinata di compressione verticale e taglio
- ◆ Prove di usura e attrito radente
- ◆ Prove al getto di sabbia
- ◆ Prove di rotolamento per il pietrisco
- ◆ Prove di flessione
- ◆ Prove d'urto.
- *Carotaggi e micro-carotaggi*

La prova va impiegata per definire la stratigrafia dei corpi murari e le caratteristiche meccaniche dei materiali lapidei che li compongono. Nel caso dei carotaggi e micro-carotaggi, la estrazione di provini cilindrici per la esecuzione in laboratorio delle prove di schiacciamento v'è eseguita fino ad una profondità massima che è funzione dello spessore della muratura. Particolare cura v'è riservata alla scelta dei punti in cui si esegue il carotaggio che dovranno essere quelli meno sollecitati. Il diametro delle carote dovrà comunque essere il minimo possibile.

6.4.2. Prove per la caratterizzazione delle strutture

6.4.2.1. Prove statiche

Le prove statiche vanno eseguite globalmente sulla struttura e/o su singoli elementi strutturali, eventualmente coinvolgendo più cicli di carico/scarico, per la valutazione sperimentale della capacità portante della struttura, la misura delle frecce e l'individuazione della deformata.

Le prove statiche comprendono di massima:

- Prove con trasduttori differenziali per le misurazioni degli spostamenti
- Prove inclinometriche per le misurazioni delle rotazioni
- Prove per la misurazione dei cedimenti sugli appoggi)
- Prove e rilevazioni estensimetriche per la valutazione dello stato tensionale di singoli elementi strutturali in condizioni di carico di esercizio o di sovraccarico

6.4.2.2. Prove dinamiche

Le prove dinamiche vanno eseguite attraverso l'uso di sensori collegati con apparecchiature ad alta velocità di acquisizione al fine di individuare i principali parametri modali (frequenze proprie, smorzamenti, ampiezze) del manufatto.

Le prove dinamiche comprendono di massima:

- Prove dinamiche su elementi strutturali
- Prove per la caratterizzazione dinamica globale
- Prove dinamiche in laboratorio su tavola vibrante

Va avvertito che in generale le prove di caratterizzazione dinamica non sono né facilmente né univocamente interpretabili quando applicate ad elementi od organismi murari, e pertanto è bene che non siano eseguite da sole ma siano sempre affiancate da una sperimentazione più controllabile e più "robusta". A tal proposito occorre considerare che dette prove vanno sempre progettate preventivamente con grande

cura ed attenzione onde predisporre la acquisizione dei risultati in modo preordinato alla identificazione delle proprietà materiali e strutturali cercate.

6.5 RILIEVO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE DIVERSE (PER MATERIALI E/O TESSITURA) TIPOLOGIE DI MURATURA E MAPPATURA DEL LORO STATO DI DEGRADO.

Il rilievo della costituzione materiale del ponte va articolato in tre fasi:

- 1) il riconoscimento dei materiali che compongono il ponte e, nel dettaglio, le sue parti;
- 2) la ricognizione dell'apparecchio murario;
- 3) il rilievo dello stato di degrado con il livello di degrado (stabilito da una scala di degrado dallo stato che può avere implicazioni strutturali a quello più superficiale degli intonaci).

6.5.1. Riconoscimento dei materiali

Si procede al rilievo dettagliato della tipologia di materiale utilizzato per la costruzione del ponte.

In base al materiale utilizzato si distinguerà:

- *Muratura in pietra* costituita da conci in prevalenza di pietra naturale.
- *Muratura in laterizio* costituita da mattoni di laterizio.
- *Muratura mista* quando i conci sono costituiti da materiali differenti appartenenti alle tipologie soprastanti.

Per ogni tipologia si distinguerà:

- *Muratura a secco*: se il pietrame è messo in opera senza un legante.
- *Muratura con malta* se è presente un legante, spesso rappresentato da malta.

In questo ultimo caso si preciseranno la composizione della malta e le sue caratteristiche meccaniche.

Si rileveranno in ogni caso la forma e le dimensioni del pietrame, gli spessori delle murature, le dimensioni medie dei giunti di malta, precisando inoltre il grado di lavorazione del pietrame, distinguendo:

- *Muratura a secco in pietrame grezzo* realizzata con pietre irregolari non lavorate di origine naturale. Vanno precisate nel dettaglio le dimensioni e la forma del pietrame utilizzato, lo spessore della massa muraria, la presenza di vuoti e di eventuali facce spianate di aderenza tra le pietre, la presenza o meno di malta.
- *Muratura ordinaria non squadrata* realizzata con pietre frantumate mediante spaccatura con mezzi meccanici o mine (scapoli di cava), di forma irregolare e malta. Vanno precisate le dimensioni e la forma del pietrame utilizzato, lo spessore della massa muraria e gli spessori dei giunti di malta. Va accertata la presenza o meno di listature orizzontali che ne migliorino la distribuzione degli stress nella massa muraria.
- *Muratura ordinaria squadrata* realizzata con pietre ben lavorate su tutte le facce (conci) e malta. Vanno precisate le dimensioni del pietrame, la presenza di una organizzazione a corsi orizzontali, gli spessori e l'

eventuale sfalsamento dei giunti di malta. Va inoltre rilevata l'eventuale presenza di giunti metallici.

- *Muratura in pietra da taglio* realizzata con pietre squadrate aventi elevate caratteristiche di resistenza a taglio e compressione con o senza la presenza di letti di malta. Vanno precisate le dimensioni del pietrame, lo spessore della massa muraria, gli spessori e l'eventuale sfalsamento dei giunti. Va inoltre rilevata la presenza o meno di letti di malta, gli spessori e la tipologia della malta ove presente.
- *Muratura di mattoni* costituita da mattoni in laterizio con o senza malta. Vanno precisate le dimensioni dei mattoni e l'eventuale sfalsamento dei giunti di malta. Va rilevata l'organizzazione della muratura, il numero di teste e la loro disposizione. Va inoltre rilevata la presenza o meno di letti di malta, gli spessori e la tipologia della malta ove presente.
- *Muratura mista* costituita da pietra da taglio, pietrame, conci o mattoni con o senza malta. A questa tipologia appartengono sia le murature ad opera incerta con pietrame naturale con corsi orizzontali in laterizio che i casi di spalle, cantonali, ecc. realizzati in pietra da taglio o in mattoni di laterizio. Vanno pertanto rilevati nel dettaglio tutti gli elementi di discontinuità nell'uso dei materiali nella muratura. In particolare, vanno precisate nel dettaglio le dimensioni e la forma del pietrame utilizzato, lo spessore della massa muraria, la presenza di vuoti e di eventuali facce spianate di aderenza tra le pietre, la presenza o meno di malta.

MATERIALI	
M1	muratura di pietra da taglio
M2	muratura ordinaria squadrata con malta
M3	muratura di mattoni con malta
M4	muratura ordinaria squadrata senza malta
M5	muratura ordinaria non squadrata
M6	muratura a secco in pietrame grezzo
M7	altro, specificare

6.5.2. Organizzazione dell'apparecchio murario

Per ogni monade strutturale va precisato l'apparecchio secondo il quale la muratura è realizzata ossia va rilevata in dettaglio la disposizione o l'orientamento degli elementi costruttivi nel corpo della muratura. Ove adeguatamente giustificato, l'apparecchio murario può essere anche presunto, purché siano eseguiti controlli a campione.

E' consentito fare riferimento alle denominazioni classiche della tessitura muraria disponibili nella letteratura tecnica, di cui nel seguito si riporta qualche esempio.

- *Muratura a fortezza* realizzata con pietra, grezza o conca, di taglio o mattoni in tutto il suo spessore, per muri di spessore molto elevati, superiori al metro. Va rilevato l'apparecchio murario con particolare attenzione alla direzione dello spessore della muratura.
- *Muratura a cortina* realizzata con pietra, grezza o conca, di taglio o mattoni in tutto il suo spessore. Va rilevato l'apparecchio murario in altezza, nello sviluppo laterale e nello spessore della muratura.
- *Muratura a sacco* è un tipo di muratura mista, costituita da due muri esterni e una camera d'aria intermedia riempita da materiale di forma irregolare e caratteristiche più scadenti dei muri frammisto a malta.

Vanno rilevati nel dettaglio i materiali usati per i muri esterni e quelli della intercapedine, nonché la presenza o meno di malta. Va, inoltre, rilevata la presenza di eventuali intercalazioni nei muri laterali di pietre disposte ortogonalmente rispetto allo spessore del muro, la presenza di centine o armature metalliche allo interno dei muri esterni o nella intercapedine.

SPESSORE MINIMO	
S1	muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm
S2	muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm
S3	muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
S4	muratura di pietra squadrata 240 mm
S5	muratura di pietra listata 400 mm
S6	muratura di pietra non squadrata 500 mm
S7	altro, specificare

6.5.3. Mappa del tessuto murario

La mappatura della tipologia di muratura e del tessuto murario si intende riferita al rilievo geometrico dello stato di fatto, riportando le relative caratteristiche su una apposita tavola tematica (tavola tematica della muratura), eventualmente coordinata con la mappa del degrado di cui al punto 6.4.5 delle presenti IS.

Le murature, specialmente se in laterizi, possono presentare anche tessiture murarie molto complesse. Pertanto, in presenza di particolare complessità, va rilevato nel dettaglio l'apparecchio della muratura, con particolare attenzione allo orientamento del pietrame anche nel verso dello spessore del muro. Per tutte le denominazioni assunte andrà riportata la descrizione del significato della denominazione stessa, eventualmente accompagnata da grafici esplicativi, come negli esempi seguenti:

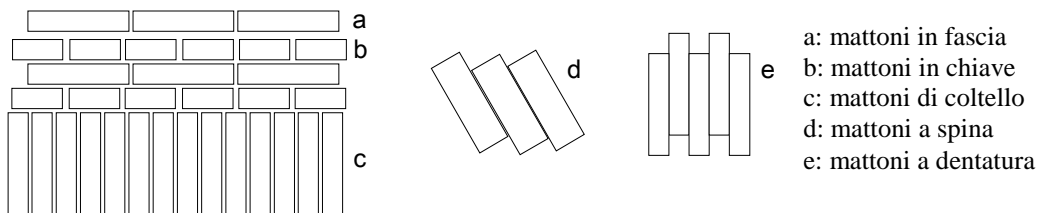


Figura 6.3
Esempi di rappresentazione del tessuto murario.

6.5.4. Analisi del degrado e livelli di degrado

Si individua quale degrado dei materiali il fenomeno di alterazione delle caratteristiche fisico/chimiche e meccaniche dei materiali, come ad esempio la disgregazione delle malte e l'esfoliazione dei laterizi.

L'eventuale stato di degrado delle murature sarà rappresentato in conformità della scheda NORMAL 1/88. L'osservazione puntuale del tipo di degrado dei materiali e delle murature deve essere correlata alla sua distribuzione nel complesso dell'opera, in modo da consentire la considerazione integrata delle diverse patologie e agevolare la

comprensione del fenomeno in atto, come nel caso di umidità, alterazioni chimiche, spesso dovute all'inquinamento ambientale, e aggressione organica.

Ad un primo riconoscimento qualitativo della patologia presente, possono seguire ulteriori controlli da effettuare mediante apposite strumentazioni ed analisi chimiche (assai raramente necessarie ai fini della analisi strutturale).

La valutazione dello stato di degrado della muratura, in termini di riduzione delle relative proprietà meccaniche e di consistenza, può essere effettuata tramite la estrazione di mattoni dalle parti meno sollecitate della muratura, contestualmente alla esecuzione delle prove di *pull-out* della malta, consentendo di stimare la resistenza della muratura a partire dai singoli componenti. La esecuzione di queste prove in diversi punti del manufatto permette di stimare l'effetto del degrado dei materiali sulla resistenza della muratura.

Si individuerà pertanto il tipo di degrado secondo la tabella:

TIPO DI DEGRADO

T1	Assenza di degrado, presenza di alterazione cromatica, concrezione, crosta, deposito superficiale, incrostazione, patina e/o pellicola
T2	Alveolizzazione, efflorescenza, lacuna, macchia e/o patina biologica
T3	Deformazione, degradazione differenziale, erosione e/o pitting
T4	Disgregazione, esfoliazione, polverizzazione e/o scagliatura
T5	Distacco, fessurazione, mancanza, presenza di vegetazione e/o rigonfiamento

Successivamente si individuerà l'estensione del degrado sulla muratura:

QUANTITA' DI PARTE DEGRADATA

Q1	5%	singoli elementi senza continuità
Q2	20%	in piccola parte
Q3	40%	molta
Q4	60%	prevalente
Q5	80%	la maggior parte

Da cui si potrà esprimere il livello di degrado in base alla tabella:

LIVELLO DI DEGRADO

	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
T1	D1	D1	D1	D1	D1
T2	D2	D2	D2	D2	D2
T3	D2	D3	D3	D4	D5

T4	D3	D3	D4	D4	D5
T5	D4	D4	D4	D5	D5

Sulla base dei rilievi di cui sopra si esprimerà una correlazione tra il livello di degrado e un coefficiente di riduzione delle resistenze per degrado (γ_D , *coefficiente di degrado*), da applicare ai risultati delle prove di resistenza quando queste sono eseguite su muratura integra o riprodotta per analogia in laboratorio.

Nel caso in cui tali resistenze siano valutate sulla base di dati di letteratura in base alla tipologia e costituzione della muratura, o sulla base di simulazioni numeriche o di prove sporadiche non sufficienti per la determinazione dei relativi valori caratteristici, il coefficiente di degrado va identificato in base alla tabella seguente:

Livello di Degrado	Classe	Coefficiente di Degrado γ_D
Nulla	D1	1.00
Lieve	D2	1.00
Significativo	D3	1.05
Medio	D4	1.10
Grave	D5	1.20

6.5.5. Mappatura dello stato di degrado dei materiali e delle murature

La mappatura dello stato di degrado delle murature si intende riferita al rilievo geometrico dello stato di fatto, riportando le manifestazioni di degrado, così come identificate nel par. 6.5.4.IS e unitamente ai relativi coefficienti di degrado assunti, su una apposita tavola tematica (tavola tematica dello stato di degrado dei materiali) ovvero unitamente alla tavola tematica dello stato dei dissesti.

7 Esame delle situazioni di rischio

7.1 SITUAZIONI DI RISCHIO

Si assume che si verifichi una situazione di rischio quando, considerati i punti 8.2 e 8.3 delle NTC2008 si realizzi una delle seguenti circostanze:

- manifestazione di un quadro fessurativo patologico;
- palese inadeguatezza del progetto o della costruzione, anche in relazione alle indagini di cui al Cap. 4 delle presenti Istruzioni
- cambio della classe d'uso del ponte;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità, oppure modifichino in modo significativo la distribuzione e/o la intensità del carico permanente;

Altri fattori di rischio, sempre presenti, sono i seguenti

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso del ponte possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La verifica statica deve di norma essere preceduta dallo esame sintetico delle situazioni di rischio, che qui di seguito si elencano:

- a) Stato di equilibrio del ponte. Considerazioni d'insieme e locali
- b) Scalzamento delle pile durante una piena e determinazione delle prescrizioni necessarie
- c) Problemi geotecnici (se presenti) inerenti il comportamento delle fondazioni e definizione delle prescrizioni necessarie

7.2 VALUTAZIONE SINTETICA DELLO STATO DI EQUILIBRIO DEL PONTE. CONSIDERAZIONI D' INSIEME E LOCALI

7.2.1. Metodi e criteri

La valutazione preliminare della idoneità statica del ponte va di norma eseguita attraverso il teorema cinematico della analisi limite (metodo dei meccanismi di collasso), schematizzando le arcate come strutture

monodimensionali non reagenti a trazione.

Non si considerano in questa fase le azioni eccezionali (sisma, cedimenti, etc.).

Tale operazione assolve in sostanza al compito della verifica nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio (EQU) di cui al punto 2.6.1.NTC2008, utilizzando i coefficienti parziali γ_F , γ_Q e γ_G riportati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V-5.2.V delle medesime NTC.

Si adotterà di norma l' "approccio 2" come definito al par. 2.6.1.NTC2008, impiegando un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R), e impiegando, per le azioni i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I.NTC2008.

Si considereranno due tipi di coefficienti di sicurezza:

- Il moltiplicatore ultimo γ_E della condizione di carico sopra definita per la quale il sistema perde la sua condizione di equilibrio;
- Il minimo rapporto γ_P tra le dimensioni geometriche attribuite in sede di ricostruzione del progetto alle diverse membrature del ponte (spalle, pile, arcate) e le dimensioni minime che le medesime membrature devono possedere affinché la struttura sia sopra la soglia del collasso sotto la condizione di carico sopra definita. Il calcolo di γ_P può essere effettuato con riferimento al progetto ottimale del ponte con la medesima geometria, i medesimi carichi permanenti e accidentali.

Dovranno essere rispettate le seguenti condizioni:

$$\gamma_E \geq 1.2 \quad ; \quad \gamma_P \geq 1.1$$

Nel caso che le due condizioni di cui sopra non siano verificate, i corrispondenti modi di collasso saranno identificati come possibili situazioni di rischio.

7.2.2. Considerazioni di insieme

Preliminarmente alla verifica propriamente detta vanno identificati, anche intuitivamente, i possibili modi di collasso parziali e globali del ponte.

Si verificherà poi che eventuali meccanismi di collasso possano attivarsi solo per condizioni di carico più gravose (e quindi meno probabili) di quelle prescritte. In questa fase occorre considerare tutti i possibili meccanismi di collasso del ponte sia globali che parziali e in particolare quelli che coinvolgono in un unico cinematismo tutte le componenti del ponte.

7.2.3. Considerazioni locali

Occorre in questa fase considerare la tenuta, il collegamento e la tenacità delle masse murarie che costituisce lo insieme del ponte.

In particolare occorrerà verificare:

- a) La eventualità di ribaltamento dei timpani per effetto delle spinte del riempimento;
- b) La possibilità di slittamento tra conci murari nel corpo delle arcate;
- c) La monoliticità del corpo murario;
- d) La influenza di possibili cedimenti fondali per effetto di sovraccarichi in fondazione in coordinazione con il punto 7.3.

Con riferimento ai punti b), c) e d) occorrerà verificare tramite ispezione a

vista o, se del caso, rilievi strumentali, che fenomeni del tipo considerato non abbiano già interessato il manufatto e/o siano allo stato attuale in corso di evoluzione, e in entrambi i casi valutarne la incidenza sulla sicurezza della struttura.

7.3 ANALISI DEL RISCHIO IDRAULICO DURANTE UNA PIENA E DETERMINAZIONE DELLE PRESCRIZIONI NECESSARIE.

Considerato il punto 5.1.2.4.NTC2008, nel caso in cui il ponte scavalchi un corso d'acqua le operazioni di verifica saranno precedute da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante lo stato del ponte e le sue condizioni di esercizio in relazione alle caratteristiche del corso d'acqua attraversato. Il tutto tenendo presente la Circolare n. 34233 del 25 febbraio 1991 del Ministero LL.PP.

In ogni caso andranno esaminati i seguenti fattori di rischio:

- Eventuale insufficienza del franco idraulico;
- Eccessiva interferenza con il corso d'acqua;
- Possibilità di progressivo scalzamento al piede delle pile;
- Problemi di interferenza con la morfologia del corso d'acqua;



Figura 7.1: Franco idraulico insufficiente



Figura 7.2: Interferenza con il corso d'acqua



Figura 7.3: Scalzamento al piede delle pile

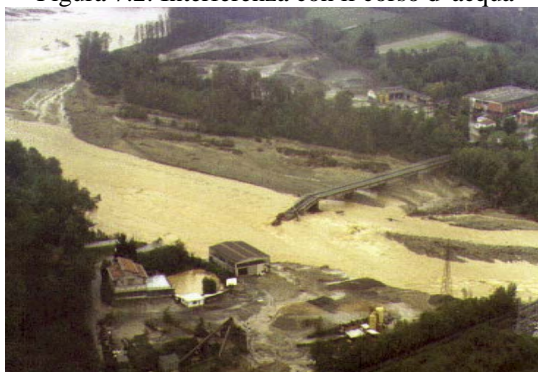


Figura 7.4: Interferenza con la morfologia del corso d'acqua

In particolare (par. 5.1.2.4.NTC2008 e C5.1.2.4.CA), andrà eseguita una accurata *ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere, con riferimento ai seguenti punti:*

- *Esame della ubicazione del ponte in rapporto alle sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione e in fondazione, tenuto conto del regime*

del corso d'acqua, dell'assetto morfologico e della natura geologica della zona interessata;

- *Studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi, in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi;*
- *Definizione della scala delle portate nella sezione interessata in dipendenza dell'esistente manufatto, inclusa la presenza di eventuali rilevati collocati in alveo;*
- *Calcolo del rigurgito provocato dal ponte.*

La verifica della quota idrometrica e del franco dovranno essere posti in correlazione con la piena prevista anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

Il valore della portata massima e del relativo franco potranno essere riferiti ad un tempo di ritorno dell'ordine di 1/3 della vita pregressa del ponte. In ogni caso dovranno essere stimati i valori della frequenza probabile di eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso, in modo da relazionare la presenza del ponte con uno stato di pericolosità idrogeologica del manufatto, e predisporre le eventuali misure di protezione civile.

Nel caso di corsi d'acqua arginati, si dovrà esplicitamente menzionare in relazione se la quota di imposta delle arcate sia o meno inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico, sempre che il manufatto interessi l'alveo, dovranno inoltre essere considerati i seguenti problemi:

- *classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;*
- *valutazione degli effetti dovuti alla eventuale presenza di una corrente veloce;*
- *esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque, ove ricorra detta possibilità, e studio della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia nella fase costruttiva sia durante l'esercizio delle opere.*

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

Lo stato di rischio idraulico del ponte andrà sinteticamente rappresentato mediante compilazione di una apposita scheda.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema. In caso di grave problematica si dovrà cercare di adeguare lo stato del ponte dal punto di vista idraulico quanto più possibile alle prescrizioni di cui al punto 5.1.2.4 delle NTC2008. Ove questo risulti impossibile, si dovrà procedere ad uno studio approfondito per la individuazione degli interventi e delle azioni di prevenzione da effettuare.

7.4 DISAMINA DEI PROBLEMI GEOTECNICI (SE PRESENTI) INERENTI IL COMPORTAMENTO DELLE FONDAZIONI E DEFINIZIONE DELLE PRESCRIZIONI NECESSARIE

Le operazioni di verifica strutturale vanno precedute da adeguate indagini

geologico-tecniche che dovranno costituire oggetto di una dettagliata Relazione Geologico-Tecnica.

Considerato il par. 6.2.NTC2008, lo studio delle fondazioni e dei sistemi geotecnici va articolato nelle seguenti fasi:

- Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, con particolare riferimento alla pericolosità geologica dell' area su cui sorge il ponte;
- Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- Verifiche della sicurezza e delle prestazioni;

È responsabilità del professionista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Nel caso di opere di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la caratterizzazione geotecnica può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del professionista su ipotesi e scelte assunte..

Esaurita la fase conoscitiva, si procederà alla ricognizione di eventuali dissesti in atto o pregressi.

In caso di dissesti fondali pregressi o in atto, il professionista procederà alla identificazione delle cause del dissesto, alle verifiche statiche, ed eventualmente al monitoraggio della opera secondo le prescrizioni delle NTC.

L' opera potrà essere verificata solo ove sia preventivamente accertata la stabilità del sistema geologico-tecnico e del piano fondale.

8 Analisi Strutturale Globale

8.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Si deve innanzitutto considerare che tutte le operazioni di analisi e verifica, ed eventuale progettazione di interventi, presuppongono la conoscenza della consistenza e dello stato del ponte, acquisita secondo le modalità indicate nei capp. 5 e 6, e sulla base della individuazione delle situazioni di rischio di cui al cap. 7.

E pertanto va considerato il rischio insito nella imperfetta conoscenza del manufatto, di cui si tiene conto, in conformità delle NTC2008, attraverso un *fattore di confidenza* (FC, par. 8.2.NTC2008 e C8.5.4.CA) valutato in base al Livello di Conoscenza acquisito (LC), definito nel seguito in sintonia con le NTC2008.

8.1.1. Livelli di conoscenza (Rif. CA Appendice C8A.1)

- LC1 (Conoscenza Limitata), se il rilievo geometrico esterno è integrato da verifiche limitate delle parti occulte del ponte. Il quadro fessurativo è rilevato a vista senza misura diretta delle lesioni significative. Per i dettagli strutturali si fa riferimento alle norme o alla regola d' arte dell' epoca con limitate verifiche in situ. Per le proprietà della muratura si assumono valori usuali per la pratica costruttiva dell' epoca con limitate prove in-situ.
- LC2 (Conoscenza Adeguata), se il rilievo geometrico esterno è integrato da verifiche estese delle parti occulte del ponte, e include almeno una tavola sommaria dei tematismi (degrado, qualità e tessitura muraria, etc.). Il quadro fessurativo è rilevato a vista con misura diretta di almeno il 15% delle lesioni significative. Per i dettagli strutturali si fa riferimento a grafici costruttivi incompleti con limitate verifiche in-situ oppure a estese verifiche in-situ. Per le proprietà della muratura si assumono le specifiche originali di progetto o valori di letteratura ben documentati, con estese verifiche in situ (v. ad esempio le Tabb. 11.D.1-11.D.2 dell'Allegato 2 – Edifici – all'Ordinanza 3274 come modificata dall'OPCM 3431 del 3/5/2005).
- LC3 (Conoscenza Accurata), se il rilievo geometrico esterno è integrato da verifiche esaustive delle parti occulte del ponte e include tavole tematiche dettagliate (quadro del degrado, qualità e tessitura muraria, smaltimento delle acque ed alterazioni dell'opera). Il quadro fessurativo è rilevato a vista e in profondità anche con mezzi strumentali, con misura diretta di almeno il 30% delle lesioni significative. Per i dettagli strutturali si fa riferimento a grafici costruttivi completi con estese verifiche in-situ oppure a esaustive verifiche in-situ. Per le proprietà della muratura si assumono le specifiche originali di progetto o valori di letteratura ben documentati con estese verifiche in situ, o esaustive verifiche in situ.

Si precisa che in quanto sopra:

- Per verifiche *limitate* si intende: verifiche a campione dei principali elementi di rilievo non rilevabili a vista, con impiego di mezzi

strumentali ordinari. Per i dati numerici si intendono eseguite per almeno il 6% dei valori significativi ai fini delle verifiche. Nel caso di elementi palesemente ripetitivi la percentuale di cui sopra si può intendere riferita ad uno solo degli elementi ripetuti. Si considerano soddisfatte quando i valori rilevati direttamente presentano una differenza non superiore al 10% di quelli assunti. Ove il criterio di presunzione dei dati non soddisfi le verifiche occorre passare ad una campagna di verifiche estese. In ogni caso, a saggi effettuati, rilievo e parametri vanno adeguati alle risultanze delle verifiche.

- Per verifiche *estese* si intende: verifiche parziali degli elementi di rilievo non rilevabili a vista anche se necessario con impiego di mezzi strumentali adeguati. Per i dati numerici si intendono eseguite per almeno il 40% dei valori significativi ai fini delle verifiche, opportunamente distribuiti sullo insieme della fabbrica. Nel caso di elementi palesemente ripetitivi la percentuale di cui sopra si può intendere riferita ad uno solo degli elementi ripetuti. Si considerano soddisfatte quando i valori rilevati direttamente presentano una differenza non superiore al 10% di quelli assunti. Ove il criterio di presunzione dei dati non soddisfi le verifiche occorre passare ad una campagna di verifiche esaustive. In ogni caso, a saggi effettuati, rilievo e parametri vanno adeguati alle risultanze delle verifiche.
- Per verifiche *esaustive* si intende: verifiche complete degli elementi di rilievo non rilevabili a vista, con impiego di mezzi strumentali se necessario anche di alta tecnologia. Per i dati numerici si intendono eseguite per almeno l' 80% dei valori significativi ai fini delle verifiche, opportunamente distribuiti sullo insieme della fabbrica. Nel caso di elementi palesemente ripetitivi la percentuale di cui sopra si può intendere riferita ad uno solo degli elementi ripetuti. Si considerano soddisfatte quando i valori rilevati direttamente presentano una differenza non superiore al 10% di quelli assunti.

8.1.2. Fattori di confidenza

Va considerato che il fattore di confidenza dipende dalla accuratezza e dalla estensione delle operazioni di rilevamento effettuate (v. Capp. 5.IS e 6.IS) ma anche dalla affidabilità delle presunzioni assunte, che si può considerare in ragione del grado di conformità dell' opera alla regola d' arte, valutato secondo le modalità indicate nel Cap. 4.IS.

Ai suddetti Livelli di conoscenza si associano i seguenti *fattori di confidenza*:

- LC1: Conoscenza limitata.
Fattore di Confidenza $F'_C = \max(1, 1.35 * \gamma_c)$
 - LC2: Conoscenza adeguata.
Fattore di Confidenza $F'_C = \max(1, 1.20 * \gamma_c)$
 - LC3: Conoscenza accurata. Fattore di Confidenza $F'_C = \max(1, \gamma_c)$
- ove γ_c è il fattore di difformità definito nel Cap. 4.IS.
In ogni caso F'_C non sarà minore di 1.

8.2 STATI LIMITE DI VERIFICA

Premesso che nelle strutture murarie la fessurazione rappresenta uno stato

fisiologico, intrinseco al meccanismo di deformazione del particolare materiale costruttivo, la verifica della struttura va eseguita in relazione a due scenari di stato limite (v. par. 3.5.3.IS):

- Stato Limite di Esercizio (SLE): Il sistema strutturale è in equilibrio sopportando tensioni contenute entro limiti ammissibili e sviluppando fessure di ampiezza fisiologica.
- Stato Limite Ultimo (SLU): Con adeguato grado di certezza non sono realizzate le condizioni per la attivazione di scenari di *collasso*, nella accezione di cui al par. 2.1.NTC2008.

8.3 MODELLAZIONE STRUTTURALE

La valutazione della sicurezza alle azioni di esercizio ed ambientali deve essere condotta con metodologie specifiche basate sui principi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni. Tali metodologie si avvalgono di modelli consistenti delle azioni e del sistema strutturale costituente il ponte. Modelli strutturali idonei alla quantificazione della risposta per la valutazione della sicurezza devono essere capaci di rappresentare in modo sufficientemente adeguato e coerente la geometria, i movimenti e le condizioni di vincolo, le deformazioni e le forze interne (tensioni/sollecitazioni), la risposta meccanica dei materiali, le azioni esterne e gli stati di coazione. Va inoltre considerato criticamente l'insieme di conoscenze acquisite dalle indagini sul ponte secondo le indicazioni ai capitoli 4, 5, 6 e 7 delle presenti IS.

In generale, il ponte è un sistema strutturale tridimensionale costituito da parti o elementi, tra loro meccanicamente interagenti e costituiti da materiali differenti. In relazione alla geometria del ponte, all'equilibrio di fondazioni, pile, spalle e arcate possono concorrere anche i muri di testa, i muri d'ala, i rinfianchi e il riempimento.

Il modello meccanico del ponte deve essere idoneo a fornire indicazioni sulla risposta strutturale alle azioni in termini di opportuni descrittori dello stato di tensione/sollecitazione, deformazione e spostamento, con riferimento allo stato limite di esercizio e ultimo, utili ai fini della stima della sicurezza.

La modellazione geometrica e statica del ponte deve risultare da un'analisi preliminare del comportamento globale e delle semplificazioni e approssimazioni adottate, in relazione al contributo alla risposta strutturale di elementi costruttivi principali e complementari e delle loro rispettive interazioni meccaniche. Mentre le interazioni tra pile, arcate e spalle devono essere rappresentate con la migliore approssimazione, altre interazioni possono essere considerate in modo approssimato o ignorate, purché a favore di sicurezza intendendo con ciò che il modello assunto deve fornire delle stime per difetto della resistenza strutturale (SLU) o delle stime per eccesso dello stato di deformazione e spostamento elastico e anelastico e dell'ampiezza delle fessure (SLE). A titolo di esempio: il riempimento può essere considerato come materiale pesante e solido, o semplicemente pesante e inconsistente, essendo quest'ultima una approssimazione a favore di sicurezza che generalmente sottostima in modo rilevante la capacità portante del ponte.

Nell'ambito delle approssimazioni adottate, le interazioni tra gli elementi costruttivi che risultano dall'analisi strutturale devono essere rappresentate in termini meccanici da tensioni e forze risultanti, utili alla comprensione del comportamento strutturale ed alla verifica locale dei singoli elementi. A titolo di esempio: note le forze di interazione tra i muri di testa e il sistema volta e

riempimento, risulta possibile valutare la sicurezza di tali muri rispetto al meccanismo di rotazione alla base e dell'arcata rispetto alla fessurazione in prossimità dei timpani ed a meccanismi di collasso globale. Nel caso in cui il riempimento sia costituito di materiale assimilabile a "terreno" sciolto o coesivo, la analisi si condurrà secondo i principi e i metodi –per quanto applicabili- illustrati nel Cap. 6.NTC2008, con particolare riferimento al 1° comma del par. 6.5.3.1.1.NTC2008.

I modelli costitutivi adottati per i materiali devono essere adeguati e giustificati in relazione alla conoscenza dell'opera d'arte, alla caratterizzazione dei materiali, alla complessità del modello strutturale e alle finalità della valutazione della risposta meccanica oggetto dell'analisi. Le scelte effettuate devono essere basate sulle indagini conoscitive dell'opera, della composizione e delle eventuali eterogeneità degli elementi strutturali. A titolo di esempio: la modellazione del materiale/i costituenti le pile non può prescindere dall'effettiva apparecchiatura muraria di queste, molto spesso realizzate con muratura ordinata nel paramento e a sacco nel nucleo centrale; in tal caso la verifica richiede una ripartizione dello sforzo sulla sezione retta che tenga conto della eterogeneità del materiale e della capacità di contenimento del materiale interno da parte del paramento esterno. Ipotesi semplificative delle equazioni costitutive devono essere giustificate e, quando possibile, verificate a posteriori sulla base della risposta strutturale restituita dal modello. A titolo di esempio: l'adozione di un legame elastico bilaterale per la muratura deve essere verificata a posteriori sulla risposta fornita dal modello riscontrando l'assenza o la limitatezza di tensioni di trazione.

Qualora venga incorporato nel modello anche il riempimento come materiale resistente oltre che pesante è necessario adottare un modello costitutivo rappresentativo in relazione alla tipologia di materiale individuato nelle indagini, calibrandone i parametri meccanici da prove o risultanze dalla letteratura tecnica. In tutti i casi in cui il riempimento/timpano sia costituito di materiale sciolto, il modello di riferimento è la bilatera di Coulomb, o comunque, se più appropriata, una adeguata curva intrinseca.

In generale il modello deve includere anche la massicciata stradale, opportunamente schematizzata.

Le condizioni di vincolo prescritte sul modello strutturale devono cogliere i principali aspetti della meccanica delle fondazioni. L'ipotesi semplificativa di assumere vincoli bilateri deve essere verificata a posteriori sulla risposta strutturale del modello. Eventuali cedimenti fondali devono essere valutati sulla base delle indagini in sito. La modellazione dei vincoli alla base delle pile con fondazione a pozzo con effetto di contenimento laterale deve risultare opportunamente giustificata dalle risultanze di indagini in sito.

L'analisi strutturale deve in generale, salvo avviso contrario, essere corredata da una analisi di sensitività della risposta strutturale ai parametri più significativi del modello assunto.

8.3.1 Modellazione tridimensionale del ponte

La modellazione agli elementi finiti consente di rappresentare in modo completo la geometria tridimensionale del ponte (Fig. 8.1) (in particolare per tipologie di ponte non "retto"), gli elementi costituenti i timpani e le spalle, la disomogeneità del materiale in elementi strutturali componenti il ponte, le azioni verticali eccentriche rispetto all'asse del ponte, le azioni orizzontali

normali al piano longitudinale del ponte quali le azioni sismiche e la spinta idraulica sulle pile, le azioni sismiche orizzontali, in generale gli aspetti del comportamento strutturale trasversale all'asse del ponte.

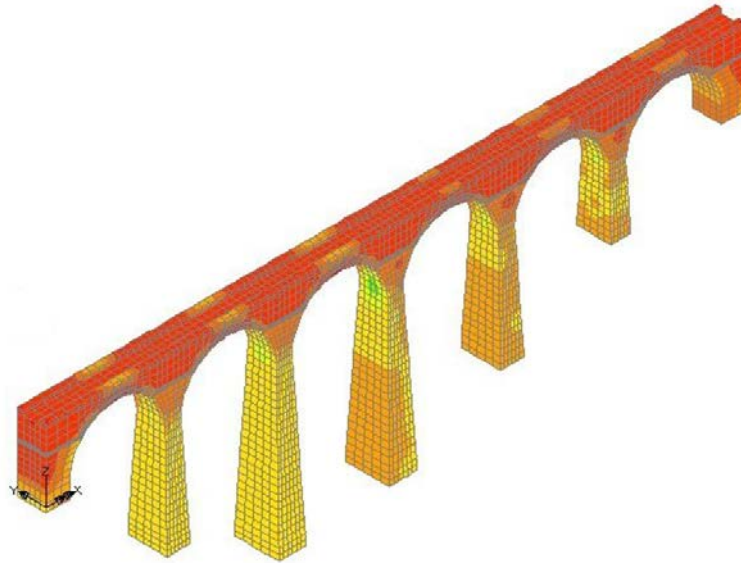


Figura 8.1
Esempio di modello tridimensionale agli elementi finiti.

L'impiego di modelli agli elementi finiti richiede una modellazione adeguata dei materiali costituenti il ponte (murature, rinfianchi, riempimento), delle interfacce tra elementi strutturali (riempimento-estradosso dell'arcata, muri di testa-arcata, muri di testa-riempimento...), delle opere di fondazione e quant' altro.

I modelli costitutivi adottati per il materiale murario devono essere giustificati in relazione all'apparecchiatura della muratura e all'evoluzione dei fenomeni di anelasticità (limitata o nulla resistenza a trazione tra mattoni/blocchi lapidei e giunti di malta, scorrimento attritivo, degrado e rottura a compressione) che possono aver luogo in relazione alle azioni considerate e quindi agli stati di sforzo e deformazione pluriassiali restituiti dal modello, con riferimento all'anisotropia intrinseca e indotta dallo stato di sforzo ed ai processi di degrado.

Per quanto riguarda l'anisotropia del materiale murario, si distingue tra la anisotropia nel legame tensione-deformazione e anisotropia di resistenza. Mentre la prima influisce relativamente poco sulla valutazione della sicurezza del ponte, la seconda va sempre tenuta in debito conto.

L'interazione tra elementi strutturali attraverso le interfacce deve essere modellata in considerazione del possibile comportamento monolatero e di risposta a taglio non lineare tra le superfici a contatto. Analogamente, i modelli costitutivi adottati per il riempimento devono essere giustificati in relazione alle azioni considerate ed agli stati di sforzo corrispondenti. L'assunzione di modelli costitutivi semplificati deve essere adeguatamente giustificata.

Può a volte essere utile in prima analisi al tecnico professionista il ricorso a uno dei numerosi software commerciali basati su analisi FEM disponibili in letteratura, di cui si fa cenno in bibliografia. Nella interpretazione delle analisi mediante metodi FEM e nella formulazione delle proposte operative da queste derivanti, va comunque considerato che i risultati sono

significativamente influenzati dal software utilizzato, dai metodi di soluzione numerica applicati, dalla topologia degli elementi adottata, dalla identificazione delle condizioni di vincolo, dalle proprietà dei materiali adottate, e quindi il professionista non può prescindere da un'analisi critica dei risultati ottenuti.

Va in ogni caso considerato che gli stati di equilibrio ottenuti dal modello agli elementi finiti devono essere integrati con un'analisi delle azioni mutue risultanti tra gli elementi strutturali individuati (pile, arcate, rinfiango, riempimento, muri di testa), oltre che dell'equilibrio dei singoli componenti, utili per la comprensione del comportamento strutturale complessivo ed alla verifica dell'accettabilità dei risultati.

Le condizioni di carico di verifica vanno individuate con idonei procedimenti atti ad identificare le situazioni di massimo cimento per la struttura nel suo complesso, considerando le varie condizioni di carico sulle diverse corsie in Tabella 5.1.II.NTC2008, numerate in modo conforme a quanto prescritto a commento della Tabella 5.1.I.NTC2008. Ai fini della sola distribuzione longitudinale dei carichi si può in generale fare riferimento a quanto specificato nel par. 3.8.IS. Si segnala che allo stato si riscontra una obiettiva difficoltà nella identificazione delle condizioni di carico più gravose nel caso di disposizione combinata dei treni di carico sulle diverse corsie nel senso longitudinale e trasversale.

8.3.2 Modellazione piana del ponte

La modellazione piana del ponte costituisce una semplificazione del modello tridimensionale che tiene conto solo in forma sintetica del comportamento trasversale del ponte, trascurandone gli aspetti d'insieme.

Tale semplificazione si giustifica se a vantaggio di sicurezza. In particolare, si ritiene giustificata se il modello si riferisce ad una striscia di larghezza pari alla corsia tipo, soggetta alla condizione di carico più gravosa relativa alla corsia n. 1, tenendo conto in particolar modo della corsie laterali estreme che sostengono anche i muri di testa (v. anche par. 3.4.IS).

L'analisi strutturale di elementi secondari come muri di testa etc. deve essere effettuata separatamente, anche sulla base di informazioni tratte dal modello piano.

I modelli piani del ponte possono essere ottenuti secondo diverse possibili schematizzazioni:

- a) Modello piano agli elementi finiti, in cui pile, arcate, timpano, massicciata e quant' altro vengono discretizzati per elementi finiti piani secondo schemi analoghi a quello riportato in Fig. 8.2.

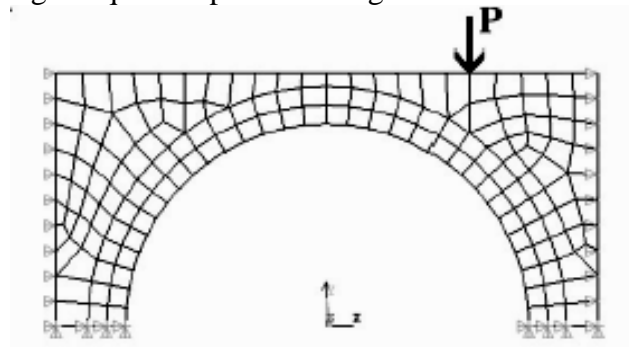


Figura 8.2
Modello piano agli elementi finiti.

Tali modelli consentono la rappresentazione schematica anche del timpano e delle spalle oltre che delle pile e delle arcate. Tale modellazione richiede l'assunzione di idonei modelli costitutivi dei materiali e delle interfacce in analogia a quanto evidenziato in 8.3.1.IS. Nel caso in cui rinfianchi e riempimento vengano modellati come materiale pesante e resistente è necessario effettuare le opportune verifiche sull'effetto di contenimento dei muri di testa sul riempimento tenendo conto del regime statico indotto nel riempimento dai carichi, permanenti e variabili, da esso assorbiti.

- b) Modello piano con elementi lineari-travi, in cui le pile e le arcate sono schematizzate come travi ad asse rettilineo e curvilineo (Fig. 8.3) soggette ad azioni definite nel piano e distribuite sull'estradosso delle arcate mediante il contributo del riempimento pesante, secondo lo schema definito tenendo conto di quanto esposto al punto 3.8.1.IS.

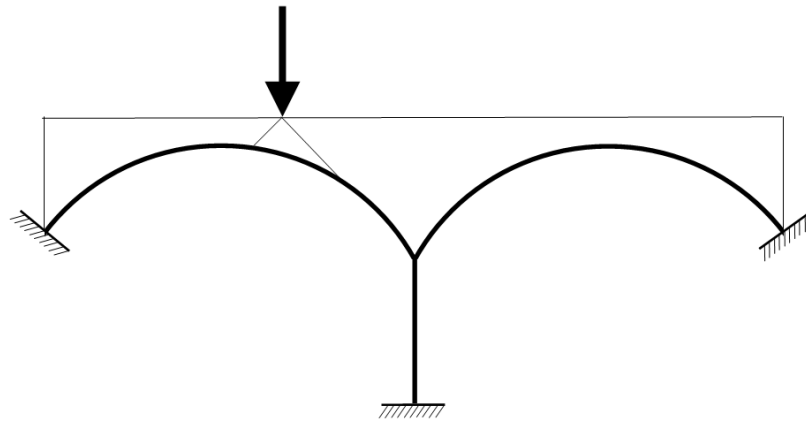


Figura 8.3

Modello piano con elementi monodimensionali – travi.

L' eventuale effetto resistente del timpano può essere valutato a parte, e concorre alla definizione dello schema di carico riportato sulla arcata. Il modello di trave è generalmente quello di Eulero Bernoulli (conservazione delle sezioni piane); la deformazione da taglio può in generale essere trascurata; la verifica delle sezioni può essere eseguita con riferimento a due situazioni convenzionalmente indipendenti:

- i) Verifica nei confronti dello stato di tensione monoassiale, normale alla sezione e staticamente equivalente alla forza assiale e momento flettente;
- ii) Verifica a taglio, controllando che il rapporto tra sforzo di taglio e sforzo normale sia inferiore al coefficiente di attrito ammissibile per la muratura, che in assenza di determinazione diretta può essere assunto pari a 0.5.

Tale schematizzazione consente un controllo più diretto dell'equilibrio e della deformazione del ponte e dei singoli elementi strutturali. Le equazioni costitutive per la muratura delle arcate e delle pile sono espresse nella forma monoassiale e devono considerare la non resistenza a trazione dei giunti di malta o di contatto tra i blocchi; in compressione, se è superata la fase elastica, è necessario considerare una fase elasto-plasto-degradante con controllo della duttilità

- c) Modello piano con elementi lineari per arcata, pile e massicciata, e timpano bidimensionale (Fig. 8.4), in cui pile e arcate vengono schematizzate come al punto (b) e il timpano come dominio bidimensionale agli elementi finiti. L'interfaccia arcate-timpano è realizzata considerando lo spostamento dei punti all'intradosso come effetto dello spostamento e della rotazione rigida della sezione. Per i modelli costitutivi da assumere per pile e arcate valgono le indicazioni di cui al punto (b), mentre per il timpano valgono le indicazioni di cui al punto (a).

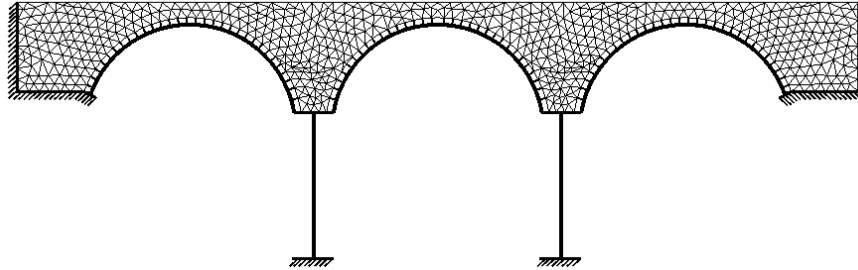


Figura 8.4

Modello piano con elementi monodimensionali-travi e riempimento/timpano bidimensionale.

8.4 ANALISI STRUTTURALE GLOBALE. MODELLI BIDIMENSIONALI

Sono concepibili più approcci di analisi bidimensionale in relazione alla sofisticazione del modello meccanico adottato. Sotto il profilo della efficacia della verifica, i vari approcci sono del tutto equivalenti, purché siano verificate le condizioni specificate per ciascuno di essi.

La analisi e la conseguente verifica va eseguita con riferimento alla corsia tipo, come specificato nel Cap. 3.4.IS, oppure quando ne ricorrano le condizioni, attraverso i modelli suggeriti nel Cap. 9.IS.

8.4.1 Analisi strutturale elastica lineare

Rappresenta il primo livello di analisi bidimensionale, il più semplice e spesso praticabile anche senza ausili informatici di calcolo.

Ha un elevato livello di affidabilità, in quanto i metodi risolutivi sono ben collaudati e la soluzione è condizionata da pochi parametri, essenzialmente riconducibili ai moduli di elasticità.

Il controllo dei risultati si esegue verificando l'ammissibilità dello stato tensionale in tutti i punti del ponte. Lo stato tensionale si ritiene ammissibile quando si verifica una delle seguenti circostanze:

- Non si rilevano tensioni di trazione e la tensione massima di compressione è in valore assoluto inferiore al limite di ammissibilità;
- Si rilevano tensioni di trazione, ma lo stato tensionale resta ammissibile in virtù della particolare tessitura muraria e dei meccanismi attritivi del tipo considerato al par. 8.6.2.IS.
- La tensione massima di compressione è contenuta entro il limite di ammissibilità. Vengono rilevate tensioni di trazione di entità non superiore al 5% della tensione massima di compressione, ma è comunque provata, anche attraverso considerazioni sintetiche, la esistenza di campi di tensione equilibrati di pura compressione. Nelle zone tese si prevede la

apertura di lesioni di modesta entità, valutabili attraverso la relazione

$$\Delta_e = \frac{1}{\gamma_h} \frac{\sigma_{te}}{E_m} d \quad (8.1)$$

con σ_{te} la tensione massima di trazione calcolata, E_m il modulo elastico della muratura, “d” una lunghezza dell’ordine della dimensione della zona tesa e $\gamma_h = 1.5$.

La ampiezza della lesione eventualmente osservata determina il superamento della soglia di allarme allorché superi il valore

$$\Delta_{oc} = \gamma_h \Delta_e \quad (8.2)$$

In tutti i tre casi sui giunti di malta si deve riscontrare compressione su almeno l’80% della estensione del giunto, e la tensione tangenziale media sul giunto deve soddisfare la relazione

$$|\tau| \leq f |\sigma_n| \quad (8.3)$$

ove f è un adeguato valore del coefficiente di attrito, τ è la tensione tangenziale media, e σ_n è la tensione media di compressione sul giunto. In mancanza di dati sperimentali si potrà assumere $f = 0.5$.

Non sono necessarie analisi di sensitività della risposta strutturale nei confronti dei parametri.

8.4.2 Analisi strutturale elastica non lineare. Muratura non reagente a trazione (NRT).

Si può eseguire l’analisi della struttura in modo tale da ottenere la soluzione equilibrata e congruente in assenza di trazione nel materiale e in coesistenza con uno stato di fessurazione del materiale. Si noti che il presupposto della esistenza di tale soluzione coincide con la stabilità del ponte, in quanto in caso contrario la struttura è a rischio di collasso per meccanismo cinematico, e quindi non può comunque superare alcuna verifica né valutazione di sicurezza.

Il materiale è supposto indefinitamente elastico a compressione, salvo la verifica della ammissibilità della tensione massima di compressione.

Il modello prevede la identificazione della fessurazione del materiale, e quindi anche la previsione di un quadro fessurativo, da ritenersi fisiologico ove la ampiezza delle lesioni resti nei limiti ammissibili.

Il controllo dei risultati si esegue verificando l’ ammissibilità della tensione massima di compressione in tutti i punti del ponte, e la verifica a taglio nelle arcate e nelle pile come al punto precedente.

Devono in ogni caso essere valutate le ampiezze delle fessure che manifestano la violazione delle condizioni di SLE. A tale scopo si considera l’ ampiezza Δ delle lesioni derivanti dal calcolo. Ove le fessure siano valutate nel corso del procedimento di calcolo come una deformazione diffusa ε_f di tipo fessurativo, l’ ampiezza della lesione in condizione di esercizio viene valutata attraverso la relazione

$$\Delta_e = \frac{1}{\gamma_h} \varepsilon_{fm} d \quad (8.4)$$

con ε_{fm} il valore massimo della deformazione fessurativa sulla estensione d della zona fessurata.

La soglia di allarme resta fissata al valore dato dalla (8.2).

Il quadro fessurativo si ritiene fisiologico, e dunque ammissibile, quando si verificano le seguenti circostanze:

- a) La fessurazione non si ripercuote sulla percorribilità della carreggiata;
- b) Gli spostamenti non alterano significativamente la geometria del sistema strutturale.

Non sono necessarie analisi di sensitività della risposta strutturale nei confronti dei parametri.

Nelle parti di struttura (ad esempio, le arcate) modellate come elementi trave ad asse rettilineo o curvilineo, la distribuzione delle tensioni sarà di norma prevista in sintonia con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. E' ammessa una diversa distribuzione delle tensioni di compressione sulla sezione retta, in accordo con il comportamento non lineare del materiale sotto intensità di tensione elevate (ad esempio elasto-plastico e derivati) purché sia compatibile con la duttilità del materiale.

8.4.3 Analisi strutturale anelastica.

La risposta non lineare del ponte è determinata dal comportamento non lineare della muratura, delle eventuali connessioni tra elementi costitutivi del ponte e del timpano, Non-linearità che può in alcuni aspetti manifestarsi anche in corrispondenza di azioni modeste. Viceversa, la rilevante rigidezza dei ponti in muratura comporta una modesta non-linearità geometrica associata all'influenza dello stato di spostamento sull'equilibrio, che usualmente può essere trascurata, potendosi quindi di norma operare nell'ambito della ipotesi di piccoli spostamenti.

- (a) In generale, è necessario considerare deformazioni anelastiche determinate dall'assenza di resistenza a trazione agente normalmente ai giunti tra malta e mattone nella tessitura muraria, che si manifestano anche per valori delle azioni lontane dallo stato limite ultimo della struttura. Interfacce prive di resistenza a trazione devono essere considerate nella modellazione costitutiva delle interazioni tra elementi costruttivi (muri di testa-riempimento, muri di testa-arcate etc.). Interfacce coesive-attritive devono essere considerate nella modellazione costitutiva delle interazioni tra elementi costruttivi (muri di testa-riempimento, muri di testa-arcate etc.).

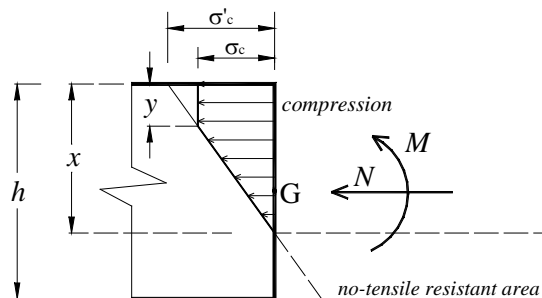


Figura 8.5.

Modello di trave di Eulero-Bernoulli non resistente a trazione e con limitata resistenza a compressione.

Nel caso di modellazione tridimensionale o piana agli elementi finiti il comportamento del materiale e degli elementi strutturali deve essere descritto considerando l'effettiva apparecchiatura muraria. Assunzioni

semplificative nella descrizione costitutiva di tale fenomeno devono essere adeguatamente motivate.

Nel caso di modelli strutturali piani con elementi lineari (b) e (c) in 8.3.2.IS il comportamento anelastico viene direttamente incorporato nell'equazione costitutiva monoassiale. In particolare, il comportamento NRT della interazione tra elementi costruttivi comporta la parzializzazione della sezione (Fig. 8.5).

Nel caso di fessurazione contenuta in una porzione di lunghezza ℓ_f di un elemento prismatico (arcata) illustrato in Fig. 8.6, con profondità massima di parzializzazione $\eta_{\max}h$ e nell'ipotesi che l'effetto delle dilatazioni anelastiche sia localizzato in una sezione, una sovrastima dell'ampiezza della fessura è data dalla relazione

$$\Delta = \frac{4 N \ell_f}{3 E b h} \frac{\eta_{\max}}{(1 - \eta_{\max})^2} \quad (8.5)$$

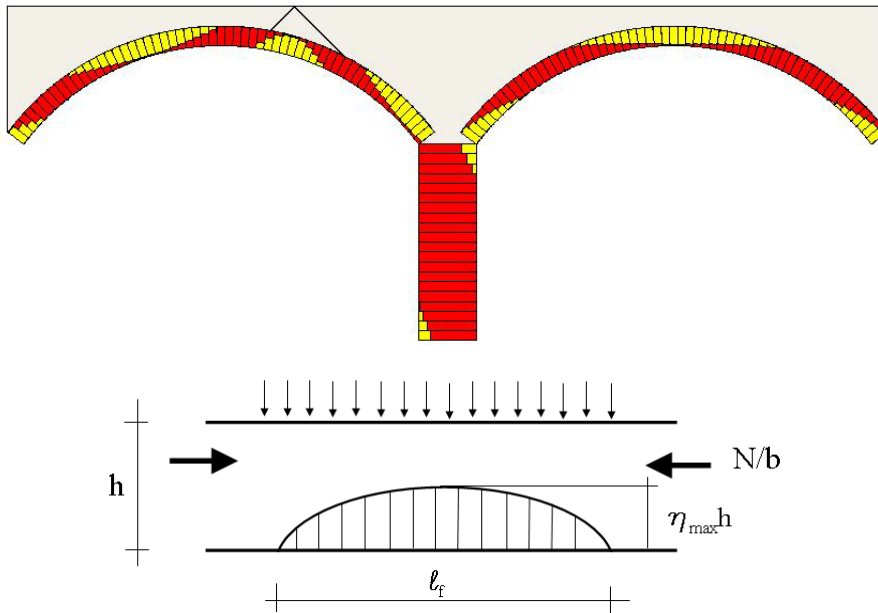


Figura 8.6

Elemento presso inflesso fessurato.

- (b) Deformazioni anelastiche si manifestano con lo scorrimento coesivo-attritivo nei giunti (di malta) tra mattoni/blocchi lapidei, quando la tensione tangenziale sul piano di scorrimento raggiunge un valore limite che dipende anche dalla compressione su detto piano. In generale lo scorrimento anelastico deve essere descritto mediante modelli elasto-plasto-degradanti o più semplicemente con modelli elasto-plastici con controllo della duttilità. Nel caso di modellazione tridimensionale o piana agli elementi finiti tale effetto deve essere descritto considerando l'effettiva apparecchiatura muraria. Assunzioni semplificate nella descrizione costitutiva di tale fenomeno devono essere adeguatamente motivate. Coesione e attrito possono contribuire alla resistenza a trazione nella direzione parallela ai filari come indicato in 8.6.2. Nel caso di modelli strutturali piani con elementi lineari (b) e (c) in 8.3.2.IS la

possibilità di scorrimenti coesivo-attribivi secondo le giaciture della muratura (che coincidono con la sezione della trave) deve essere considerata.

- (c) Deformazioni anelastiche nella muratura dovute alla compressione agente sul piano dei filari paralleli si manifestano al crescere delle forze applicate e, se considerate, devono includere effetti di degrado elasto-plastico. Nel caso motivato in cui si prescinda dal comportamento degradante della muratura e delle interfacce, l'analisi strutturale può essere condotta nell'ambito delle metodologie di soluzione incrementale elasto-plastica con controllo della duttilità del materiale e delle interfacce.
- (d) Nel caso di modelli piani agli elementi finiti possono essere adottati modelli costitutivi elasto-plastici per la muratura con domini di resistenza desunti dalla letteratura tecnico-scientifica. In questo caso è opportuno provvedere ad un controllo delle deformazioni anelastiche.
- (e) Deformazioni anelastiche nel riempimento devono essere considerate nel caso questo assuma un ruolo di elemento che contribuisce alla resistenza in modelli tridimensionali e piani agli elementi finiti. I modelli costitutivi da adottare sono quelli indicati dalla Geotecnica, a meno che il timpano non sia costituito di materiale solido, per il quale si dovrà eseguire una adeguata caratterizzazione. Nel caso di modelli piani devono essere precisate le eventuali condizioni sulle tensioni trasversali di contenimento e la capacità dei muri di testa di equilibrarle.

L'analisi della risposta strutturale del ponte si effettua per via incrementale, controllando la capacità di deformazione anelastica dei materiali e delle interfacce.

8.4.4 Calcolo a Rottura (Analisi Limite).

E' possibile effettuare valutazioni attendibili sulla resistenza della struttura mediante i metodi del Calcolo a Rottura, ossia valutando il moltiplicatore di rottura o sue delimitazioni inferiori (Teorema Statico) e/o superiori (Teorema Cinematico). Detto moltiplicatore si intende come il fattore che, applicato alle componenti di carico variabile *sfavorevoli* (cioè che compiono lavoro positivo con riferimento al cinematiso considerato) determina la attivazione di un meccanismo di rottura, compatibile con le ipotesi assunte per il comportamento degli elementi strutturali.

Tali moltiplicatori assumono valore indicativo in quanto basati sull'ipotesi di duttilità illimitata dei materiali e delle interfacce, ipotesi in generale non soddisfatta nel caso di scorrimento coesivo-attribivo [8.4.3.b).IS] e rottura per compressione [8.4.3.c).IS].

In considerazione del Teorema Statico dell'Analisi limite, il moltiplicatore delle forze applicate che determina nel modello strutturale stati di tensione/sollecitazione equilibrati e ammissibili rispetto alle condizioni limite sopra considerate fornisce una delimitazione inferiore del moltiplicatore di rottura e quindi uno stato convenzionalmente sicuro, nei limiti di validità sopra menzionati.

Nel caso in cui il ponte venga descritto mediante un modello piano con elementi trave ad asse rettilineo e curvilineo [modello 8.3.2.b).IS] delimitazioni superiori del moltiplicatore di rottura vengono dedotte utilizzando il Metodo dei Meccanismi (Teorema Cinematico), basato sulla

identificazione di meccanismi di rottura cinematicamente sufficienti con formazione di cerniere unilatera (Fig. 8.7). In generale la ricerca dei meccanismi di rottura deve considerare anche la possibilità di formazione di cerniere nelle pile oltre che nelle arcate.

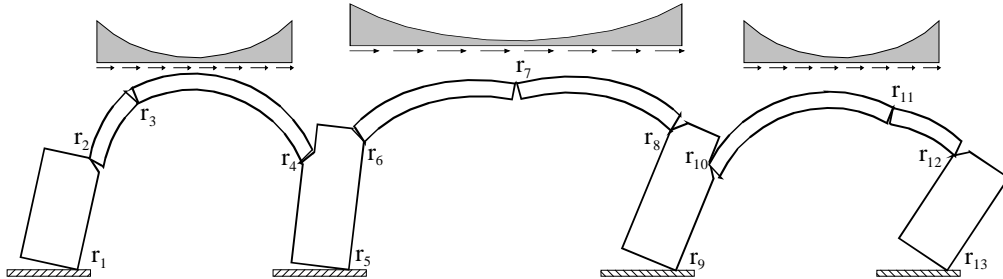


Figura 8.7

Esempio di meccanismo di rottura con cerniere unilatera

Sia nella analisi elastica-NRT che più in generale nelle analisi anelastiche, possono essere considerate ammissibili tensioni di trazione derivanti da meccanismi tensoresistenti basati sull' attrito e adeguatamente giustificati e verificati (v. par. 8.6.2.IS, resistenza non superiore ad una aliquota della resistenza a trazione del pietrame). In tal caso può attribuirsi alla muratura una duttilità per dilatazione non superiore al valore derivante dalla Eq. (6.2) al par. 6.3.1.3.IS.

8.5 ALTRE VERIFICHE

8.5.1. Massicciata stradale

Va verificata la capacità della massicciata stradale di ripartire il carico sostenuto dalla via portata in misura compatibile con la resistenza del materiale sottostante (riempimento e/o rinfiacco)

8.5.2. Riempimento e rinfiacco

Va verificata la capacità del timpano di riportare sulla arcata il carico trasmesso dalla massicciata stradale. In particolare, anche se al timpano non si attribuisce una capacità portante nei confronti dei carichi applicati, si deve verificare la sua capacità di equilibrare la differenza tra il carico trasmesso dalla massicciata e il carico che si assume debba essere sostenuto dalla arcata, in relazione alle proprietà meccaniche accertate per il riempimento-rinfiacco. Tale verifica può ritenersi soddisfatta sul solo requisito del riscontro di un campo di tensioni nel timpano equilibrato ed ammissibile.

8.5.3. Muri di testa

Ove il timpano eserciti una azione spingente sui muri di testa, questi vanno verificati in relazione alla loro stabilità, come anticipato nel par. 8.3.IS.

8.5.4. Analisi strutturale svolta con l' ausilio di codici di calcolo

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico dovranno essere ottemperate le

indicazioni al Capitolo 10.2.NTC2008. E' sempre consigliabile affiancare ai relativi risultati una relazione di verifica semplificata redatta sulla base dei criteri illustrati al successivo par. 8.10.IS.

8.6 PARAMETRI MECCANICI DI BASE DELLA MURATURA

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione f_k , la resistenza caratteristica a taglio f_{vk} , in assenza di azione assiale, il modulo di elasticità normale secante E , il modulo di elasticità tangenziale secante G . (par. 4.5.3.NTC2008).

Fatto salvo quanto prescritto al punto 2.3.2 e al par. 3.3 del DM 20.11.87 (*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*) si applicano i criteri seguenti.

8.6.1. Resistenza a compressione e a taglio

Determinate la resistenza caratteristica a compressione f_k e la resistenza caratteristica a taglio della muratura f_{vk} in conformità della normativa vigente per le strutture murarie, le tensioni massime ammesse sono (in analogia a Eq. 4.5.2 e 4.5.3 NTC2008):

$$\text{a) a compressione: } \sigma_a'' = -f_k/\gamma_f \quad (8.6)$$

$$\text{b) tangenziale: } \tau_a = f_{vk}/\gamma_v \quad (8.7)$$

ove:

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura che si valuta per via sperimentale o, in mancanza, in funzione delle proprietà dei componenti (v. Tabella 11.10.VI.NTC2008), con $f_{bk} = 0,75 f_{bm}$, in conformità delle prescrizioni di cui al par. 11.10.3.1.NTC2008 e tenendo conto del par. C8A.2.CA;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio in presenza delle effettive tensioni di compressione, determinata dalla Eq. 4.5.4.NTC2008

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4|\sigma_n| \quad (8.8)$$

ove $f_{vko} = 0.7 f_{vm}$ (par. 11.10.3.2.1.NTC2008) si identifica in conformità del par. 11.10.3.2.NTC2008 e σ_n è il valore della tensione di compressione (negativo) sulla giacitura oggetto della verifica;

In assenza di identificazione diretta della resistenze medie a compressione degli elementi murari f_{bm} e a taglio f_{vm} della muratura, si può fare riferimento al par. 6.3.1.4.IS

Il tutto sul presupposto delle operazioni indicate al par. 6.2.1.1.IS.

Di norma, tenuto conto anche della Tabella 4.5.II.NTC2008, si assume $\gamma_f = 3 \times \gamma_D$ e $\gamma_v = 3 \times \gamma_D$, essendo γ_D il coefficiente di degrado introdotto nel par. 6.5.4.IS.

8.6.2. Resistenza a trazione per attrito

Nel caso di tessitura muraria con pietrame squadrato e filari paralleli come in Fig. 8.8 si può considerare una resistenza a trazione della muratura nella direzione parallela ai filari data da

$$\sigma'_a = \frac{1}{\gamma_t} \min(\sigma'_o ; f_{pt}) \quad (8.9)$$

in cui:

$$\sigma'_o = -\phi \sigma_y s \omega \quad (8.10)$$

σ_y : è la tensione di compressione sulla giacitura dei filari;

ϕ : è il coefficiente di attrito tra i filari, il cui valore in assenza di sperimentazione specifica si può porre uguale a 0.5;

ω : è la densità dei filari, pari al numero dei filari per unità di lunghezza nella direzione ortogonale ai filari stessi (Fig. 8.8). Detto n_h il numero di filari compresi nella altezza h_y , si ha

$$\omega = n_h / h_y \quad (8.11)$$

s : è lo sfalsamento del pietrame, pari alla lunghezza delle sovrapposizioni tra le pietre (Fig. 8.9);

f_{pt} : è la resistenza caratteristica media a trazione del pietrame;

γ_t : il coefficiente di sicurezza posto uguale a $3 \times \gamma_D$, essendo γ_D il coefficiente di degrado introdotto nel par. 6.5.4.IS.

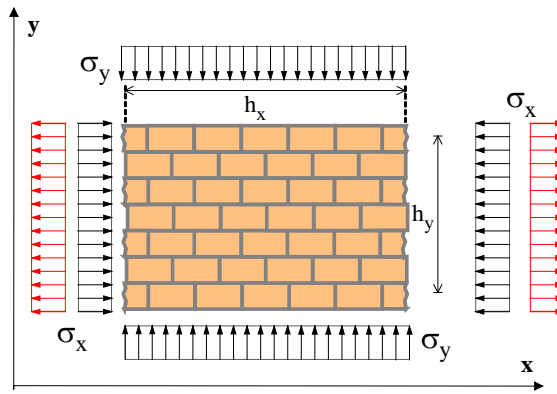


Figura 8.8 Elemento rappresentativo di un pannello murario

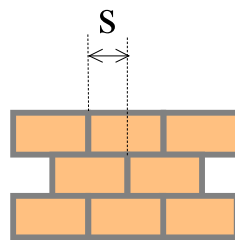


Figura 8.9 Sfalsamento tra pietre sovrapposte

La verifica dell' elemento di Fig. 8.8 si può pertanto eseguire con riferimento al seguente dominio di resistenza:

$$\begin{cases} \sigma''_a \leq \sigma_x \leq \sigma'_a \\ \sigma''_a \leq \sigma_y \leq 0 \\ |\tau_{xy}| \leq -\phi \sigma_y \end{cases} \quad (8.12)$$

8.6.3. Moduli di elasticità secanti

In mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i valori desunti dal par. 11.10.3.4.NTC2008:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4 E$

8.7 CONDIZIONI DI CARICO E CONDIZIONI PARTICOLARI DI VERIFICA IN RELAZIONE AI DIVERSI STATI LIMITE CONSIDERATI

Le verifiche vanno effettuate in relazione alle condizioni di carico specificate nel Cap. 3 delle presenti Istruzioni e con riferimento agli stati limite ultimo e di esercizio come definiti al par. 3.2 delle presenti IS.

La verifica nei confronti dello stato limite di esercizio è richiesta non solo ai fini della durabilità del ponte, ma anche ai fini della identificazione delle soglie di allarme e del fuori servizio del ponte.

Le verifiche allo stato limite ultimo devono includere uno scenario nel quale siano considerate assenti (in quanto già crollate o in corso di riparazione) le campate che contribuiscono alla stabilità delle altre (tipicamente la stabilità delle campate e delle pile di appoggio deve essere assicurata anche in assenza dello effetto di contropinta delle campate adiacenti). Nel caso di un ponte esistente, l'eventuale collasso determinato da tale circostanza non determina di per se l'inagibilità del ponte, ma va tuttavia messo in evidenza nella relazione di verifica. Tale scenario va comunque messo in sicurezza nella eventualità di intervento di consolidamento del ponte.

Nelle verifiche dei ponti murari esistenti nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta di norma l' "Approccio 2" come definito al par. 2.6.1.NTC2008, impiegando un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.1.NTC2008.

Tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni:

- Vanno moltiplicati per il fattore di confidenza se maggiori di 1;
- Vanno divisi per il fattore di confidenza se minori di 1.
- Nessuna modifica se il fattore di confidenza è minore o uguale ad 1

8.8 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Vanno considerate le condizioni di carico specificate al par. 3.8.IS e connessi delle presenti Istruzioni per lo SLE.

Sono ammessi tutti i metodi di verifica di cui ai parr. 8.4.1.IS, 8.4.2.IS e 8.4.3.IS in relazione ai modelli di cui al par. 8.3.IS.

La verifica della sicurezza globale rispetto allo SLE è effettuata mediante l'analisi strutturale di un modello definito al punto 8.3.IS secondo le modalità indicate al punto 8.4.IS controllando:

(a) l'esistenza di configurazioni equilibrate con le azioni prescritte i cui stati di tensione/sollecitazione siano ammissibili nei confronti delle condizioni limite associate ai meccanismi di deformazione anelastica di cui al punto 8.4.1.IS.

(b) la limitatezza delle deformazioni anelastiche entro valori ammissibili definiti in relazione ai modelli costitutivi adottati ed in particolare l'ampiezza delle fessure nel materiale e nelle interfacce entro valori ammissibili.

8.9 STATO LIMITE ULTIMO

Vanno considerate le condizioni di carico specificate al par. 3.8.IS e connessi delle presenti Istruzioni per lo SLU.

Sono ammessi i metodi di verifica di cui al par. 8.4.IS in relazione ai modelli di cui al par. 8.3.IS.

La verifica della sicurezza globale rispetto allo SLU è effettuata mediante l'analisi strutturale di un modello definito al punto 8.3.IS secondo le modalità indicate al punto 8.4.IS controllando che la resistenza strutturale sia maggiore delle azioni: $R > E$. La resistenza strutturale R rispetto ad un prescritto sistema di forze che caratterizza l'azione corrisponde al valore massimo di un parametro che modula l'intensità delle azioni sfavorevoli, denominato moltiplicatore di collasso.

8.10 ANALISI STRUTTURALE ATTRAVERSO ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI COMPONENTI

Nei casi in cui è possibile riconoscere in maniera motivata e ben definita un ruolo ben connotato delle singole monadi strutturali, è consentito procedere alla analisi delle singole componenti strutturali ricostruendo a-posteriori il loro comportamento di insieme.

Ad esempio nel caso di un ponte ad arcate in piano e in rettilineo, è consentito verificare le arcate indipendentemente dalle pile e dalle spalle e queste ultime indipendentemente dalle arcate assoggettandole agli scarichi da queste provenienti, a condizione che vengano adottati metodi di analisi non lineare che tengano conto degli aspetti peculiari del comportamento delle murature. In tal caso la ampiezza delle lesioni calcolate verrà moltiplicata per un fattore $\gamma_g > 1$, ai fini del controllo di ammissibilità delle lesioni. I valori calcolati resteranno invece assunti come soglie di allarme per eventuali monitoraggi.

E' invece sempre consentito verificare le fondazioni indipendentemente dalla sovrastruttura.

Ulteriori dettagli sono illustrati nel successivo Capitolo 9 delle presenti Istruzioni.

8.11 ECCENTRICITÀ DELLA CONDIZIONE DI CARICO RISPETTO ALL'ASSE LONGITUDINALE DELLE ARCADE

Di norma, il ponte va verificato disponendo sulle arcate il carico ad esse trasmesso dalla via portata attraverso i percorsi di diffusione del carico illustrati nel cap. 3.IS. Tale carico sarà in generale caratterizzato da una variabilità longitudinale e trasversale, e ove possibile il modello di calcolo sarà adeguato a tale circostanza, fornendo direttamente i risultati corrispondenti alla condizione di carico considerata. Sono a tal fine idonei modelli di calcolo che tengano conto della variabilità del carico e della geometria tridimensionale dell'opera.

In alternativa, per tenere conto della eventuale eccentricità trasversale del carico sulla via portata, è consentito suddividere il ponte in strisce di larghezza pari alle diverse corsie di percorrenza o comunque modellare in via approssimativa la interazione tra le diverse strisce, purchè nel rispetto delle condizioni di equilibrio.

E' consentito verificare ciascuna striscia indipendentemente le une dalle altre. Ove sia possibile riconoscere la striscia più sollecitata, è lecito verificare solo la

striscia più sollecitata. E' altresì consentita la verifica per strisce di carico anche nel caso in cui si operi attraverso la organizzazione gerarchica dei componenti (par. 8.10.IS).

8.12 PONTI NON RETTILINEI

▪ Ponti obliqui

Nel caso di obliquità tra pile e arcate, la verifica dovrà tenere conto anche della sollecitazione tangenziale che per effetto dell' obliquità si può sviluppare sui giunti di malta (Fig. 8.10).

In generale i ponti obliqui erano costruiti a seguito di uno studio accurato e particolareggiato del taglio e della disposizione del pietrame, e pertanto la analisi strutturale presuppone il rilevamento dettagliato della tessitura muraria e dei meccanismi resistenti della muratura in relazione alle azioni previste.

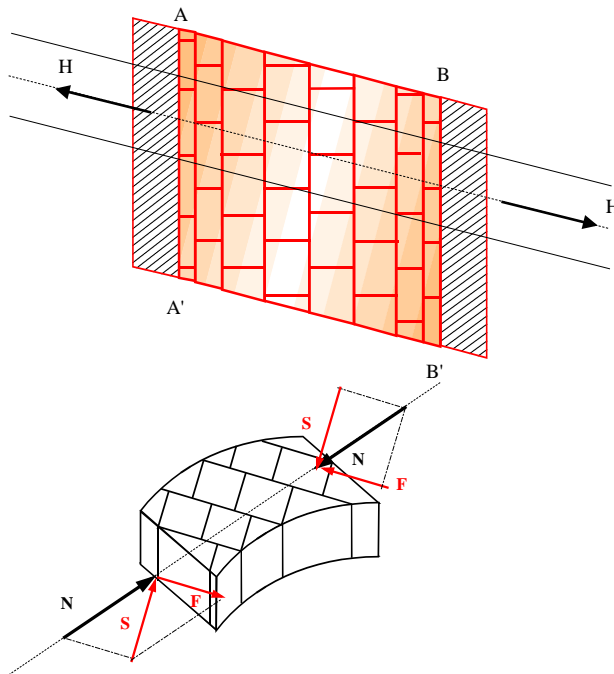


Figura 8.10
Obliquità tra le linee di sforzo e i filari di pietrame

▪ Ponti in curva

In generale i ponti in curva sono realizzati attraverso una successione di arcate rette o anche oblique, formanti tra loro un angolo prefissato in pianta. L' angolo è assorbito dalla sagoma a cuneo in pianta delle pile. Fatti salvi i modelli tridimensionali di cui al par. 8.3.1.IS, la verifica può essere eseguita per campate singole, salvo verifica della capacità delle pile di assorbire le componenti delle spinte libere nel piano trasversale parallelamente al piano medio delle pile.

▪ Ponti inclinati

I ponti inclinati sono quelli destinati a superare anche un dislivello tra il punto di entrata e il punto di uscita, o comunque destinati a sostenere una via portata a quota variabile lungo lo sviluppo del ponte. In generale, le due estremità delle arcate sono impostate a quota diversa tra loro. Con

riferimento alla generica pila si rileva anche uno sfalsamento verticale tra la imposta della arcata di destra e la imposta della arcata di sinistra. Il punto delicato è pertanto la imposta delle arcate a quota variabile sulle pile che deve essere rilevato e controllato in dettaglio.

8.13 VERIFICA SISMICA

La verifica sismica si esegue con i metodi relativi allo SLU, in base alla condizione di carico *sismica* specificata al par. 3.9.IS (Combinazione Sismica, Eq. 2.5.5.NTC2008), in analogia con quanto specificato al par. C8.A.4.CA combinato con C8.A.8.CA della Circolare applicativa e tenendo conto di quanto avvertito nel par. 3.12 delle presenti Istruzioni.

8.14 ESITO DELLA VALUTAZIONE E AZIONI CONSEGUENZIALI

Ove i risultati delle analisi forniscano moltiplicatori di collasso nei riguardi dello SLU minori di 1, sarà di norma opportuno limitare l'esercizio del ponte e programmare opere di consolidamento e/o adeguamento. Va tuttavia tenuto conto anche di quanto espresso dalla Circolare Applicativa che al II comma di pag. 286 (penultimo comma del par. C8.3) recita "*... Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza...*"

Ove il moltiplicatore di collasso, pur essendo insufficiente, non sia minore di 0.9 e sussistano simultaneamente le seguenti circostanze:

- Il fattore di difformità γ_c (par. 4.3.2.IS) è non maggiore di 1
- Il ponte vanta un esercizio pregresso nelle condizioni di carico di verifica superiore alla sua vita nominale residua

l'esercizio del ponte può essere ordinariamente proseguito, purchè l'opera sia sottoposta a *sorveglianza intensificata* (Cap. 10.IS) e ne sia programmato il tempestivo consolidamento.

9 Analisi Strutturale per Componenti

9.1. PREMESSA

Si possono prendere in considerazione particolari membrature strutturali col metodo delle sottostrutture (cioè considerandole sottoposte alle sollecitazioni derivanti dalla analisi globale) ed analizzarle in dettaglio con riferimento anche alla loro tessitura muraria (es. porzioni di volte, collegamenti volte-pile, analisi dello effetto della obliquità della spinta sulla tessitura,

9.2. ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA E TRASMISSIONE SEQUENZIALE DEI CARICHI

Ai fini della analisi strutturale si considerano i seguenti elementi quali componenti del ponte in ordine gerarchico (Fig. 9.1):

9.2.1. Coronamento

Il coronamento è soggetto alle spinte esercitate sul parapetto dalla folla o dagli eventuali impatti dei veicoli; il peso proprio del plinto e del parapetto, come prosecuzione in elevato dei muri di testa, possono considerarsi gravare direttamente su questi.

9.2.2. Via Portata

La via portata è la sede sulla quale si considerano applicati i sovraccarichi da traffico.

9.2.3. Sovrastruttura stradale

E' in generale costituita da uno o più strati di materiale coerente e trasmette i carichi connessi al transito di mezzi e/o pedoni ridistribuendoli sul riempimento della arcata.

9.2.4. Riempimento

Il riempimento, realizzato in materiale poco coerente, drenante, incompressibile e leggero, è in genere considerato come inerte e dunque come sovraccarico sulla arcata; può tuttavia essergli riconosciuta, ove ne sussistano le condizioni, una significativa capacità portante nei confronti dei sovraccarichi d' uso.

9.2.5. Rinfianco

Il rinfianco ha in genere una funzione portante e può essere considerato come collaborante con la arcata ai fini dell'assorbimento della spinta, anche per l' incremento della sezione resistente.

9.2.6. Muri di testa

I muri di testa sostengono il coronamento ed esercitano una funzione di contenimento laterale del riempimento.

9.2.7. Arcata (o Volta)

La arcata sostiene il coronamento, la via portata, il timpano (inclusi i muri di testa) e ne trasmette i carichi ai piedritti.

9.2.8. Piedritti

La funzione principale del piedritto è quella di trasmettere alla fondazione le azioni trasmesse dalla arcata (o volta).

In base alla sua posizione in relazione alla organizzazione globale del ponte il piedritto assolve differenti funzioni statiche:

- Pila*: Con riferimento al carico permanente, se le arcate adiacenti sono uguali, l'azione longitudinale trasmessa alla pila è nulla e la pila è soggetta al solo sforzo assiale centrato somma del peso proprio della pila e della risultante degli sforzi trasmessi dalle volte. Se le arcate non sono tutte uguali, la pila è soggetta ad una azione laterale permanente nel senso longitudinale del ponte, pari alla differenza tra le spinte delle arcate sostenute dalla suddetta pila.
- Pila-spalla*: Se le arcate non sono tutte uguali, a causa dell'asimmetria geometrica, la risultante delle azioni trasmesse dalle parti adiacenti alla pila-spalla è inclinata rispetto alla verticale e l'elemento strutturale è soggetto a pressione eccentrica e taglio anche per effetto dei soli carichi permanenti.
- Spalla*: la spalla è sollecitata dalla spinta trasmessa dalla volta, senza potere contare su alcun effetto di controspinta prodotto dal ponte, a meno della azione di contrasto eventualmente derivante dalla presenza del terrapieno retrostante.

9.2.9. Fondazione

La fondazione trasferisce al terreno i carichi trasmessi dai piedritti.

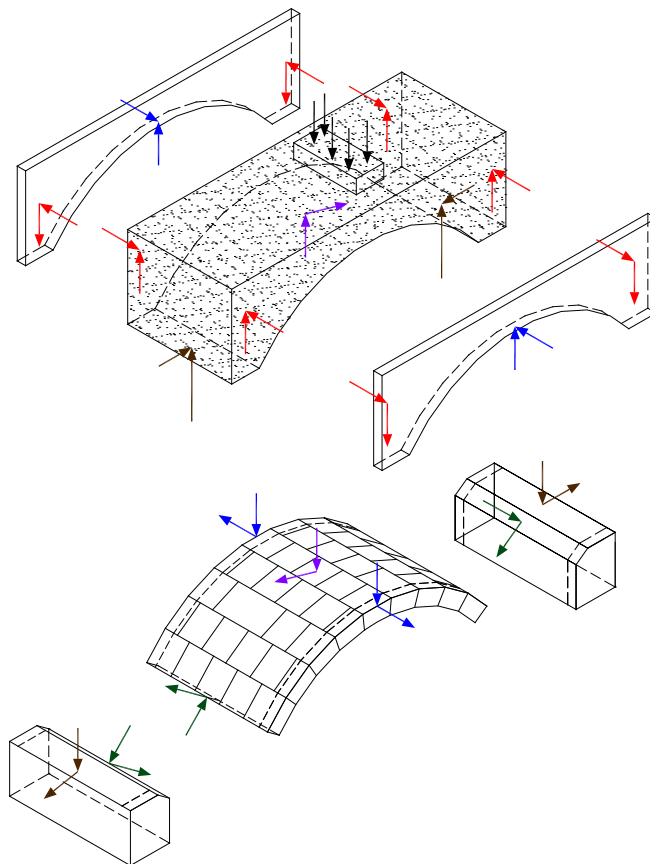


Figura 9.1

Elementi costituenti il ponte ad un'arcata e forze mutue tra gli elementi.

9.3. ASSOLVIMENTO DELLE FUNZIONI STATICHE DEI COMPONENTI DEL PONTE

Con riferimento ai componenti sopra elencati, denotati quali componenti “minimi”, ai fini della analisi gerarchica delle membrature del ponte si considerano le seguenti funzioni strutturali assolte dai singoli componenti.

9.3.1. Coronamento

La azione complessiva trasmessa dal coronamento alla struttura sottostante è un carico composto dal peso proprio permanente del coronamento direttamente agente sul muro di testa. Il parapetto, oltre al peso proprio, è soggetto alle azioni connesse alla spinta della folla ed all’eventuale impatto delle vetture di cui al par. 3.7.5.h.IS.

9.3.2. Via portata

Le condizioni di carico sono quelle di cui al Cap.3.IS.

9.3.3. Sovrastruttura stradale

Assolve la funzione di assorbire discontinuità e concentrazioni del carico accidentale laddove il riempimento non è ancora stabilizzato dal peso degli strati sovrastanti. Nel caso in cui il riempimento sia considerato un sovraccarico inerte assolve comunque la funzione di una prima ripartizione del carico accidentale.

9.3.4. Riempimento

Nel caso di verifica sotto il solo carico permanente, questi va considerato come semplice sovraccarico sulla arcata.

Può essere considerato collaborante in tutto o in parte al sostegno dei sovraccarichi accidentali e da traffico applicati alla via portata.

Nel caso in cui sia assunto collaborante in parte, il carico della via portata è ripartito dalla sovrastruttura sul riempimento, che lo trasmette solo parzialmente o comunque secondo forme di carico opportunamente rimodulate, al rinfianco e alla arcata.

Ai fini delle verifiche: in via semplificata è consentito considerare il riempimento come una pseudo-arcata composta di materiale granulare, pre-consolidato dal regime di compressione indotto dal carico permanente, in grado di assorbire totalmente o in parte il solo carico accidentale compatibilmente con le capacità di resistenza del materiale, per il quale si può assumere la legge di Coulomb o altra adeguata curva intrinseca. Ove non sia considerato, o non possa essere considerato, collaborante, ripartisce sulla arcata il sovraccarico agente sulla via portata. In ogni caso ne va verificata la capacità di equilibrare la differenza tra il sovraccarico trasmessogli dalla massicciata stradale e il sovraccarico riportato sulla arcata. . (riportare ESEMPIO in Appendice).

9.3.5. Rinfianco

Può essere considerato come semplice sovraccarico o anche collaborante alla statica del ponte, sia sotto il solo carico permanente, sia sotto il carico permanente più accidentale.

Ove sia costituito di materiale coerente e ne siano assicurate le condizioni di solidarietà con l’ arcata può essere considerato come parte integrante di quest’ ultima, integrandone la sezione resistente, eventualmente con diverse

caratteristiche meccaniche (moduli elastici e limiti di resistenza).

Può altrimenti collaborare con il riempimento a formare la pseudo-arcata per l'assorbimento totale o parziale del solo carico accidentale, differenziandone le caratteristiche meccaniche rispetto al riempimento.

In ogni caso, collabora con il riempimento allo assorbimento o alla ripartizione dei carichi accidentali.

9.3.6. Muri di testa

Sostengono i carichi trasmessi dal coronamento, loro diretta prosecuzione in elevato, e li trasmettono alla sottostante arcata. Sono altresì soggetti alle spinte trasmesse dal riempimento generalmente in materiale sciolto e poco coerente.

9.3.7. Arcata

Ha la funzione statica di sostenere la parte aerea del ponte; su di essa insiste il peso del coronamento, della sovrastruttura della via portata, del timpano, inclusivo dei muri di testa, del riempimento e dei rin fianchi.

Su di essa si considerano quindi agenti i carichi permanenti, costituiti dal peso proprio della volta e delle parti superiori, ed i carichi accidentali (vedi Cap.3), ovvero tutti i carichi trasmessi dalla via portata attraverso il riempimento ed il rin fianco, nel caso in cui questi siano inerti.

Invece, ove il riempimento e/o il rin fianco siano considerati collaboranti, i carichi trasmessi dalla via portata agiscono direttamente su di essi, e la arcata rimane soggetta solo alle azioni (ridotte) da questi trasmesse.

9.3.8. Piedritto

Ha la funzione di riportare in fondazione le azioni trasmesse dalle arcate. Su di esso gravano gli scarichi verticali delle arcate da esso sostenute, nonché le azioni orizzontali, longitudinali e trasversali, necessarie allo equilibrio delle arcate. Nel caso di pile, va considerato anche il caso in cui, per evento accidentale o per necessità manutentive, non si può contare sulla azione di reciproco contrasto delle spinte tra le due arcate adiacenti.

Nel caso in cui il riempimento ed il rin fianco siano considerati collaboranti, i piedritti devono sostenere anche gli scarichi trasmessi dalla pseudo-arcata da essi formata per l'assorbimento dei carichi accidentali.

Il ruolo statico del rostro, laddove presente, può essere considerato ai fini dell'incremento della sezione resistente della pila sia per l'assorbimento del carico trasmesso dalle arcate che per il contrasto alla azione ribaltante delle correnti di piena.

9.3.9. Fondazione

Ha la funzione di disperdere nella massa rocciosa gli scarichi e le spinte trasmesse dai piedritti.

9.4. ORGANIZZAZIONE GERARCHICA DEI COMPONENTI DEL PONTE

In relazione alle funzioni statiche sopra descritte associate ai singoli componenti del ponte si potrà fare riferimento alla seguente organizzazione gerarchica delle diverse sottostrutture, denominate componenti.

- a) Le fondazioni sostengono i piedritti;
- b) I piedritti sostengono le arcate;

- c) Le arcate sostengono i muri di testa, il riempimento e il rinfilanco;
- d) Il riempimento e il rinfilanco sostengono la sovrastruttura stradale, e se collaboranti, i carichi accidentali in tutto o in parte;
- e) I muri di testa sostengono il coronamento e il plinto;
- f) La sovrastruttura stradale sostiene il carico utile.

9.5. CONDIZIONI DI CARICO E CONDIZIONI PARTICOLARI DI VERIFICA IN RELAZIONE AI DIVERSI STATI LIMITE CONSIDERATI . VERIFICHE IN RELAZIONE AGLI STATI LIMITE CONSIDERATI.

Le verifiche si effettuano con riferimento al singolo componente strutturale in relazione alle condizioni di carico specificate nel Cap. 3 delle presenti Istruzioni e ai carichi trasmessi dai componenti con essi connessi in base alla organizzazione gerarchica per componenti di cui al par. 9.3.IS, con riferimento agli stati limite ultimo e di esercizio come definiti al par. 3.5 delle presenti IS.

- La verifica nei confronti dello stato limite di esercizio è richiesta anche ai fini della durabilità e della identificazione delle soglie di allarme sui singoli componenti strutturali.
- Le verifiche allo stato limite ultimo devono includere uno scenario nel quale siano considerate assenti (in quanto già crollate o in corso di riparazione) le campate che contribuiscono alla stabilità delle altre (tipicamente la stabilità delle campate e delle pile di appoggio deve essere assicurata anche in assenza dello effetto di controspinta delle campate adiacenti, v. anche par. 8.9.IS). Nel caso di un ponte esistente, l'eventualità che la mancanza di controspinta determini il collasso di un piedritto del ponte va segnalata esplicitamente e messa in evidenza nella relazione di verifica, ma non è di per sé fattore di inagibilità o di limitazione nell'esercizio del ponte (vedi anche Circolare Applicativa, II comma di pag. 286).
- Nelle verifiche dei ponti murari esistenti nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta di norma l' "Approccio 2" come definito al par. 2.6.1 delle NTC.2008, impiegando un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tab. 2.6.I.NTC2008.
- La verifica del ponte viene articolata in due fasi:
 - i) La verifica sotto il carico permanente;
 - ii) La verifica sotto il carico permanente cui si aggiungono i carichi accidentali.

9.6. ANALISI SOTTO IL CARICO PERMANENTE

La verifica sotto il carico permanente si esegue assumendo i carichi costanti nel tempo e con i coefficienti di sicurezza parziali come specificati ai paragrafi precedenti (Cap. 3), includendo i fattori di confidenza (Cap. 8) e i coefficienti di difformità (Cap. 4).

Il sistema portante sotto carico permanente è costituito esclusivamente dallo insieme delle arcate, delle pile, delle spalle e dal sistema fondale. A seguito di scelta del Professionista adeguatamente motivata sulla base delle caratteristiche del materiale e della idoneità all' interfaccia con l' estradosso della arcata, il solo rinfiango può essere considerato collaborante con la arcata, integrandone la sezione resistente. In tal caso potrà continuare a considerarsi valido il principio di conservazione delle sezioni piane, ma la distribuzione delle tensioni dovrà tenere conto del diverso modulo elastico del materiale della arcata rispetto a quello del rinfiango. Si precisa che, ove sia adottata questa scelta, il medesimo modello di comportamento dovrà essere adottato anche nelle verifiche sotto i carichi accidentali. In altri termini non è consentito avvalersi del contributo del rinfiango nella verifica sotto i carichi accidentali in forme diverse da quella adottata nei confronti del carico permanente.

In generale, se l' asse geometrico del ponte è contenuto in un piano di simmetria verticale (ponte a tracciato rettilineo), il modello di calcolo non richiede in questo caso necessariamente la considerazione di un comportamento tridimensionale, potendo bastare la analisi della struttura nel piano dei carichi.

In Fig. 9.2 si riporta un possibile schema per la considerazione dei carichi permanenti, in cui la risultante p risulta per ovvi motivi di simmetria, centrata rispetto al piano medio longitudinale della arcata.

La analisi del ponte può quindi effettuarsi considerando il suo solo comportamento longitudinale (Fig. 9.3), schematizzandolo come un sistema piano, e risalendo quindi dal carico ai parametri che si considerano idonei a qualificarne la sicurezza statica (ad esempio, se si adotta un modello di calcolo non reagente a trazione, le massime tensioni di compressione, le relative tensioni tangenziali e l' ampiezza delle lesioni).

La analisi dello schema strutturale del ponte va di massima effettuata considerando la successione delle arcate come un tutto unico continuo. E' possibile tuttavia eseguire l' analisi statica delle diverse campate indipendentemente le une dalle altre, attribuendo alle pile intermedie l' assorbimento delle spinte differenziali (Fig. 9.4).

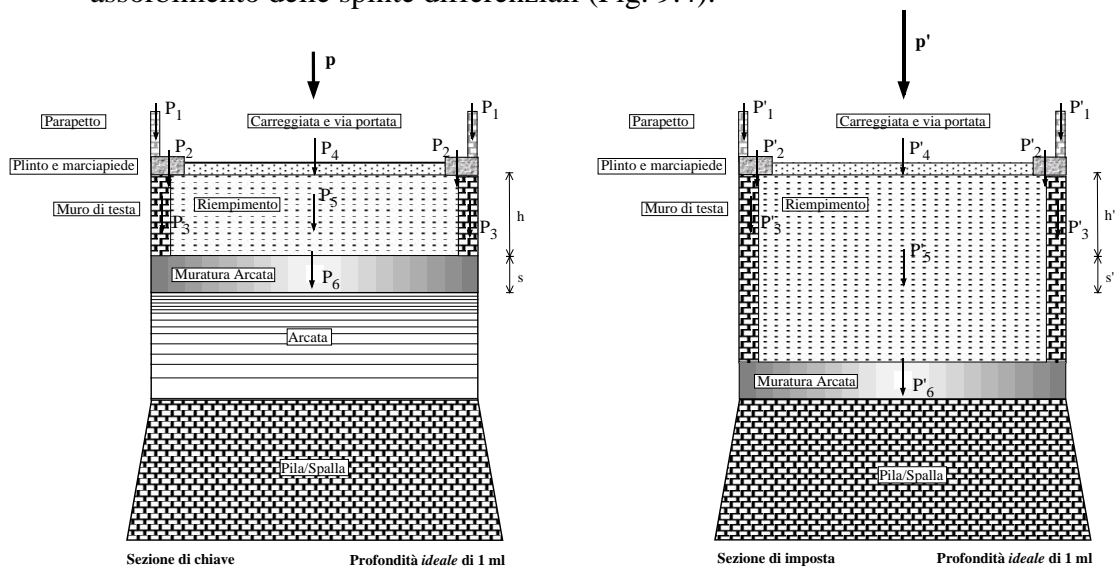


Figura 9.2

Sezione intermedia e sezione di imposta del ponte

Si incontrano sovente però casi in cui la sezione trasversale del ponte non è ovunque dotata di un asse di simmetria, pur restando simmetrica invece la arcata che generalmente ha sezione rettangolare con la larghezza preponderante

rispetto allo spessore (Fig. 9.5). In tal caso il carico presenterà una *eccentricità* rispetto all'asse geometrico della sezione della arcata, e la sezione delle arcate si trova soggetta a una sollecitazione torcente.

Ponte sotto carico permanente

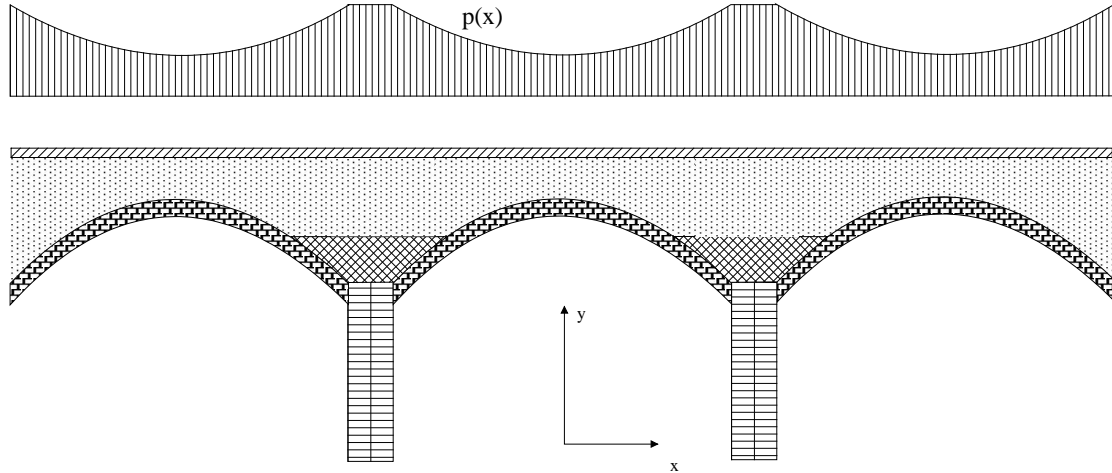


Figura 9.3
Schema longitudinale del ponte

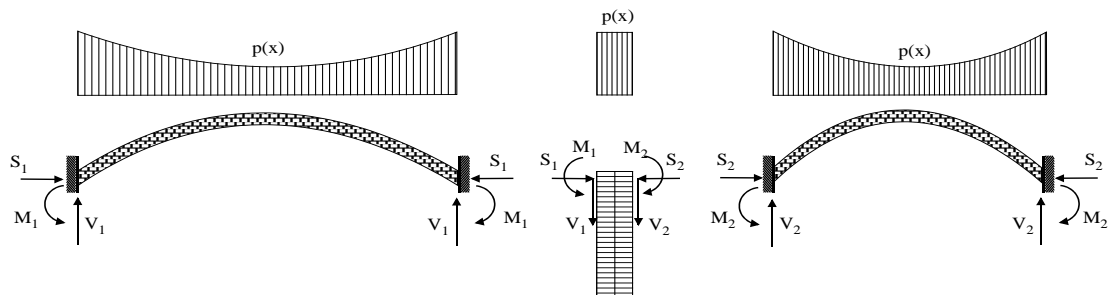


Figura 9.4
Schema di arcate indipendenti

La sollecitazione torcente può essere trascurata se la eccentricità è piccola rispetto alla larghezza B della arcata

$$e/B < 0.10 \quad (9.1)$$

In generale nei ponti murari non sono presenti dispositivi di irrigidimento trasversale. Il carico torcente può tuttavia essere equilibrato ripartendo il momento torcente tra i due *archi di testa*, cioè le due parti di arcata direttamente sottostanti i muri di testa. In molte tipologie pontiere gli archi di testa sono costituiti in materiale più pregiato del corpo della arcata, e sono pertanto chiaramente identificabili. Ove non sia questo il caso, e la arcata è omogenea anche nel senso trasversale, l'arco di testa può essere identificato con la porzione esterna di volta di larghezza b proporzionale allo spessore d del muro di testa e correlata alla larghezza totale B e allo spessore s della arcata.

$$b = d + 2s \quad (9.2)$$

e pertanto i due archi di testa si troveranno sottoposti ad un sovraccarico $\Delta p(x)$ rispetto al carico medio $p(x)$, dato da

$$\Delta p(x) = \pm p(x) \cdot e(x) / (B - b) \quad (9.3)$$

essendo x l'ascissa corrente lungo l'asse longitudinale baricentrico del ponte.

E' appena il caso di notare che la ripartizione sopra effettuata è puramente illustrativa, potendosi immaginare altre modalità di distribuzione del carico tra le tre fasce di arcate, sempre equivalenti al carico $p(x)$ con eccentricità e (ad esempio il peso dei muri di testa e del relativo coronamento può essere attribuito ai rispettivi archi di testa, anziché incorporato nel carico medio).

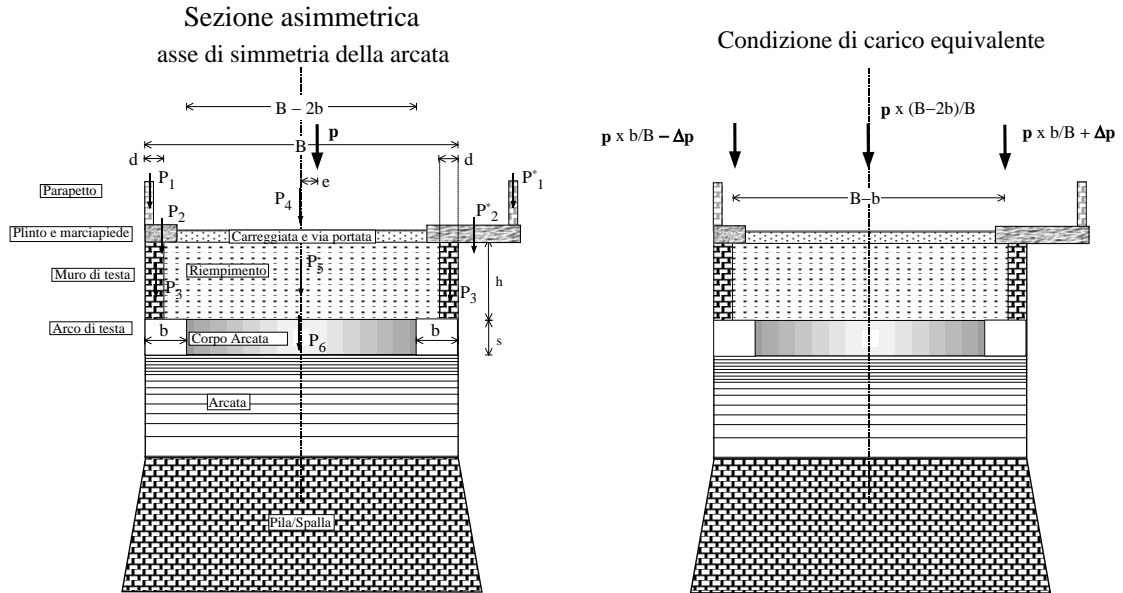


Figura 9.5
Ponte trasversalmente non simmetrico

In definitiva, sotto carico permanente in presenza di eccentricità di carico occorrerà suddividere il ponte in pianta in tre strisce, e precisamente con riferimento alla Fig. 9.6, le due strisce esterne corrispondenti ai due archi di testa, e la striscia centrale corrispondente al *corpo centrale* della arcata sottoponendo poi le tre arcate a verifica indipendente (Fig. 9.7).

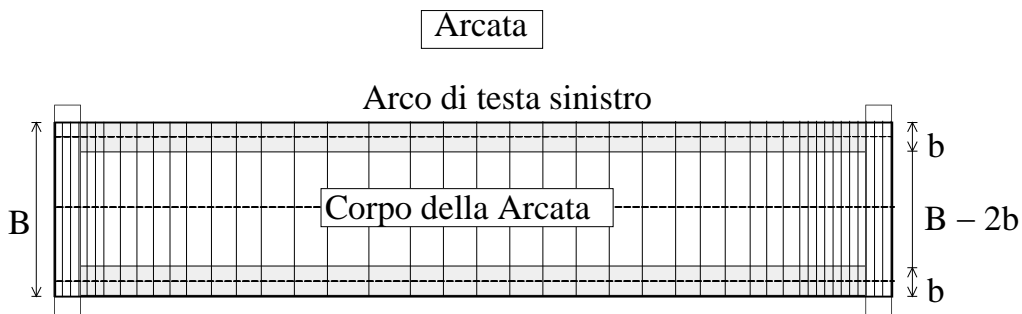


Figura 9.6
Suddivisione longitudinale in pianta del ponte

In ogni caso, ove si tratti di un ponte su più arcate, è prescritto il controllo della stabilità delle pile anche in caso di mancanza di una arcata e quindi dello sbilanciamento della spinta proveniente dalle arcate superstiti (Fig. 9.8). Tale controllo si intende evidentemente esteso a tutte le fasce in cui il ponte è stato suddiviso (archi di testa più corpo centrale).

La seconda verifica da eseguire deriva dalla circostanza che il riempimento si

trova di solito realizzato in materiale sciolto, e pertanto la sua solidità è affidata all' attrito interno ed eventualmente alla coesione. In altri termini, si tratta di un materiale alla Coulomb, la cui resistenza allo scorrimento può schematizzarsi attraverso la omonima legge

$$\tau_{lim} = c - \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (9.4)$$

essendo c la coesione e φ l' angolo di attrito.

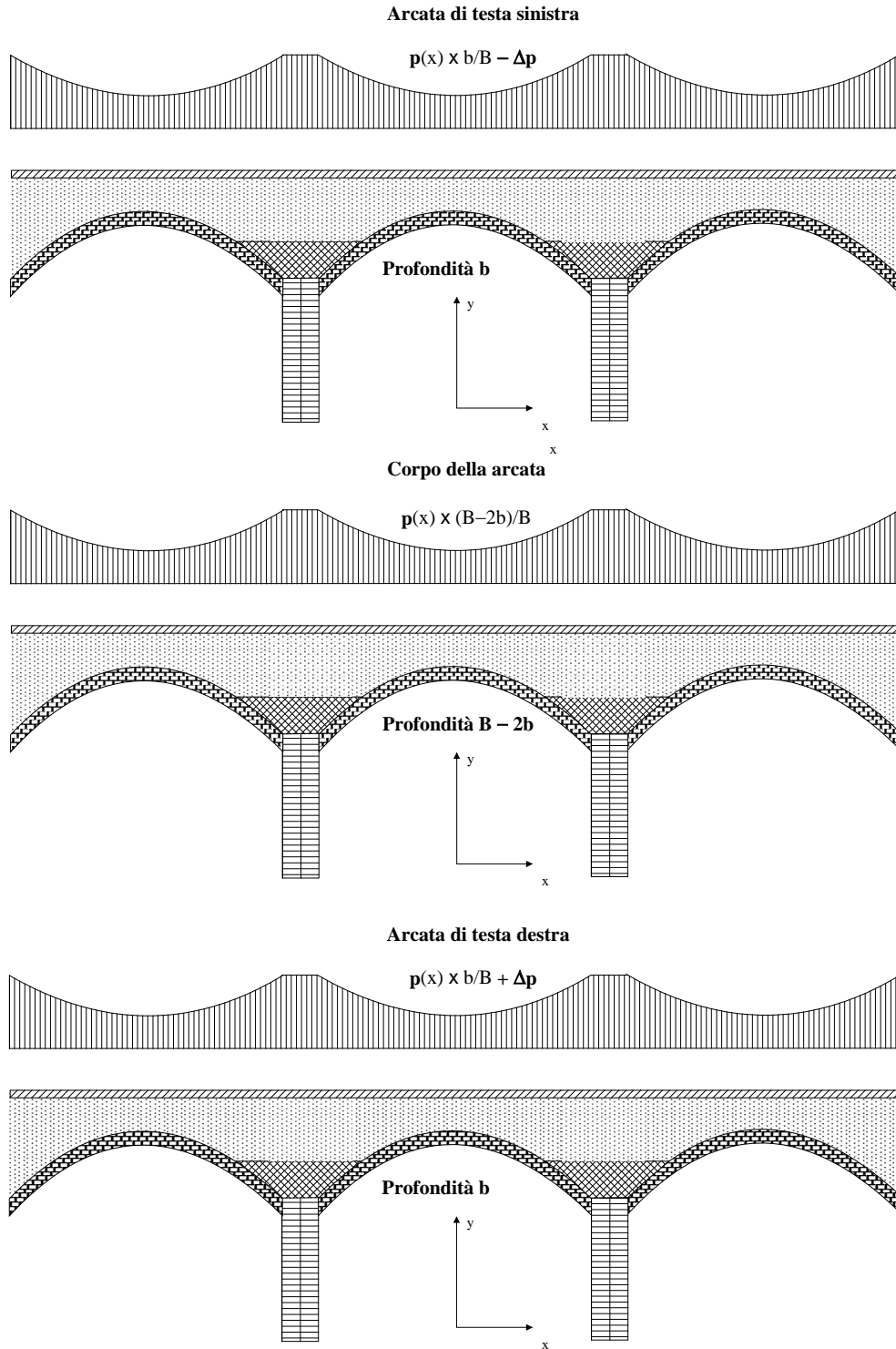


Figura 9.7
Le tre strisce di arcata da verificare

Verifica arcata singola

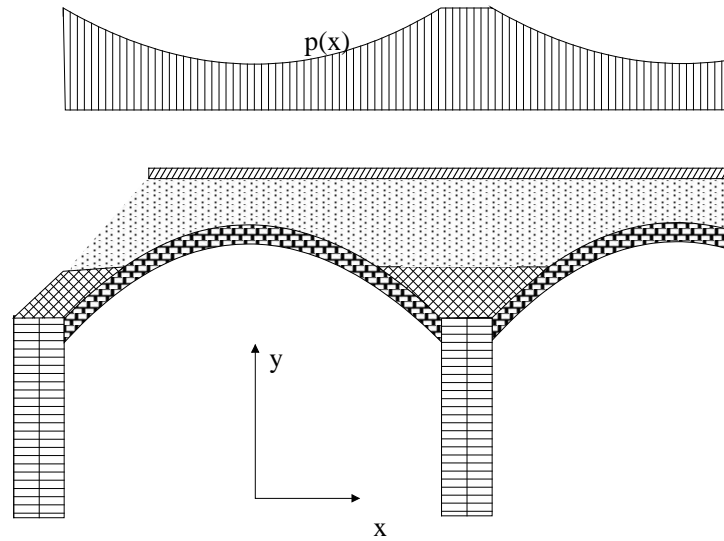


Figura 9.8

Mancanza di una arcata e stabilità delle arcate residue

Il contenimento longitudinale del riempimento è realizzato dal contrasto tra le tensioni che si esercitano tra le diverse masse del riempimento lungo tutto lo sviluppo del ponte. Il contenimento trasversale resta invece affidato alla azione di sostegno dei muri di testa (Fig. 9.9).

Detti muri sono dunque soggetti alla spinta del riempimento, derivante dalle tensioni di contatto tra muro e riempimento, che in base alla legge di Coulomb possono esprimersi nella forma

$$\sigma_r(\eta) = \lambda(\eta) \sigma_v(\eta) = -\lambda(\eta) (\gamma_r \eta + \sigma_{v0}) \quad (9.5)$$

essendo γ_r il peso specifico del riempimento e η la distanza dello strato di riempimento considerato dalla base del sottofondo stradale. La tensione σ_{v0} è quella esercitata dal peso della sovrastruttura stradale sul primo strato di riempimento.

Il coefficiente $\lambda(\eta)$ è il *coefficiente di spinta* che deve essere, come noto, compreso tra il *coefficiente di spinta attiva* λ_a e il *coefficiente di spinta passiva* λ_p .

$$\lambda_a \leq \lambda(\eta) \leq \lambda_p \quad (9.6)$$

Il valore minimo delle tensioni di contenimento, e delle relative spinte in base alle quali verificare la stabilità dei muri di testa, si ottiene, come per gli ordinari muri di sostegno, allorchando si innesca il cedimento del muro e il riempimento si mobilita, determinando il passaggio del materiale allo *stato limite attivo*. Dunque la verifica dei muri di testa può effettuarsi assicurandosi che il muro sia in grado di resistere al ribaltamento sotto l'azione delle tensioni al limite attivo, assumendo λ costante e pari al suo valore di spinta attiva

$$\sigma_{ra}(\eta) = \lambda_a \sigma_v(\eta) = -\lambda_a (\gamma_r \eta + \sigma_{v0}) \quad (9.7)$$

E' opportuno notare esplicitamente che quando si voglia affidare al

riempimento una funzione statica attiva, come può essere consentito nei confronti della condizioni di carico che comprendono i carichi accidentali, la azione di contenimento del riempimento deve essere più incisiva e spesso è necessario verificare la stabilità dei muri di testa per valori maggiori ed eventualmente non costanti del coefficiente di spinta.

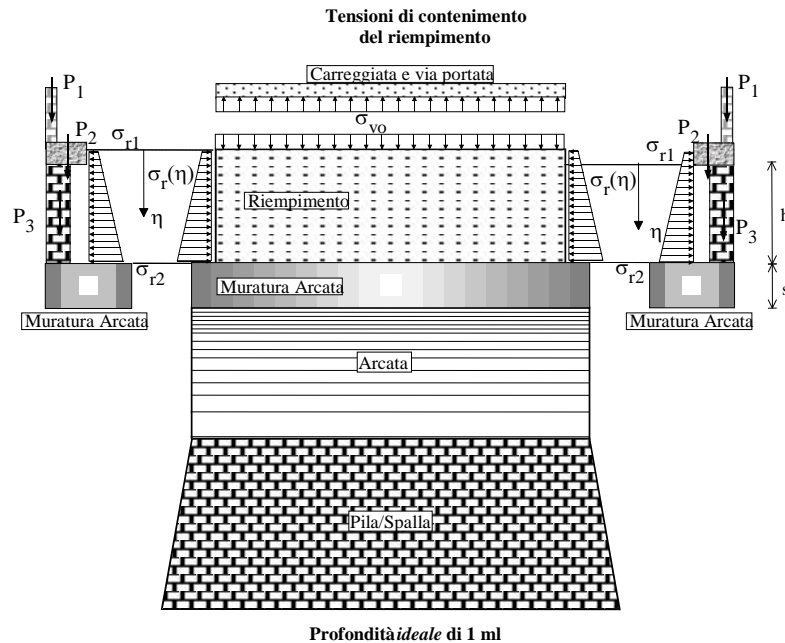


Figura 9.9
Azione di contenimento dei muri di testa e relativa verifica

9.7. VERIFICHE SOTTO IL CARICO PERMANENTE PIÙ I CARICHI ACCIDENTALI

L'analisi della struttura del ponte sotto il carico permanente consente di identificare uno stato di pre-sollecitazione permanente che in generale contribuisce in modo sostanziale alla statica del ponte, sia per l'equilibrio delle arcate, sia perché conferisce al riempimento, e in generale al timpano, significative capacità resistenti. Su tale stato di pre-sollecitazione si innesta infatti l'azione dei sovraccarichi, rispetto ai quali è consentito e probabilmente inevitabile effettuare la verifica attraverso lo schema bidimensionale per singole corsie.

10 Sorveglianza e manutenzione

10.1 PREMESSA

Il presente capitolo delle Istruzioni si riferisce esclusivamente alla attività di sorveglianza a seguito delle operazioni di rilievo, verifica ed eventuale intervento effettuati ai sensi dei capitoli precedenti.

Si intende pertanto che restano fermi tutti i protocolli e le procedure che presiedono alla sorveglianza e alla manutenzione dei ponti stradali e ferroviari, così come regolati dalle disposizioni interne alle singole amministrazioni. Queste potranno, ove lo ritengano opportuno, eventualmente coordinare tali disposizioni con le considerazioni esposte nel seguito, che non intendono in alcun modo interferire con le normative e i regolamenti interni.

Nella gestione del ponte si possono riconoscere due fasi, la prima è relativa alla *sorveglianza* e la seconda alla *manutenzione* dell'opera.

La manutenzione viene attuata attraverso lavori che vengono progettati e eseguiti in relazione all'esito della attività di sorveglianza.

Nel caso il ponte sia stato sottoposto a semplice verifica esso andrà sottoposto ad una attività di sorveglianza che si metterà in atto subito dopo la conclusione delle operazioni con una *ispezione finalizzata*, e che proseguirà secondo le regole della sorveglianza programmata con tutte le diramazioni usualmente previste e più sotto specificate.

Nell'ambito della sorveglianza si possono distinguere in generale due categorie: la *sorveglianza programmata*, che viene effettuata regolarmente ed a prescindere dalle condizioni del ponte, e la *sorveglianza speciale* che viene attivata allorchè se ne determinano le condizioni.

La continuità della sorveglianza è comunque assicurata da rapidi sopralluoghi a vista che vengono attuati con frequenza elevata dal personale dell'Amministrazione proprietaria o comunque responsabile della tenuta di ponte, con il compito di rilevare evidenti anomalie nello stato del ponte nel periodo intercorrente tra due successive ispezioni tecniche.

Nel caso il ponte sia stato invece sottoposto ad intervento per qualsiasi motivo, tenuto conto di quanto prescritto al par. 8.4.NTC2008, esso andrà sottoposto a preventivo collaudo prima della sua apertura al traffico. Esso sarà poi sottoposto al regime di *sorveglianza intensificata* per tutto il tempo di validità delle garanzie eventualmente prestate dagli esecutori dell'intervento, per poi rientrare nell'ambito della attività di sorveglianza programmata ordinaria e sue successive diramazioni come di seguito specificato.

10.2 SORVEGLIANZA PROGRAMMATA

La sorveglianza del ponte è continua, ed è realizzata dalle amministrazioni proprietarie e/o responsabili della conservazione dell'opera.

10.2.1. Generalità sulla sorveglianza programmata

Va considerato innanzitutto che i ponti murari “*purché costruiti con materiali di qualità scelta, si possono ritenere di durata indefinita*” (V. Baggi, Costruzioni Stradali, UTET Torino 1926, pag. 359), fatta salva

naturalmente la obsolescenza funzionale (es. nuovi carichi da traffico). E pertanto la sorveglianza programmata, e la conseguente eventuale manutenzione, va esercitata principalmente su:

- a) Lo stato del tessuto costitutivo delle monadi strutturali, la conservazione del pietrame, la tenuta delle malte, la erosione dovuta agli agenti atmosferici,etc., in relazione alla situazione riscontrata all'atto della verifica;
- b) La permanenza della efficienza delle opere di consolidamento eventualmente effettuate;
- c) La eventuale evoluzione del quadro fessurativo generale e locale, a prescindere da eventuali dissesti casuali che possano comunque essere insorti nel periodo tra due ispezioni successive;
- d) Eventuali cambiamenti significativi della configurazione geometrica dell'opera;
- e) Intervento di cedimenti fondali, dislocazioni di elementi murari,
- f) Dissesti a causa di eventi eccezionali (terremoti, piene fluviali,.....)

10.2.2. Operazioni preliminari all'atto della conclusione delle operazioni di verifica e/o di consolidamento

Allo scopo di agevolare le operazioni di controllo e di sorveglianza del processo di invecchiamento del ponte è consigliabile effettuare una caratterizzazione statica preliminare della struttura, completa di sovrastrutture ed armamento, attraverso prove che misurino spostamenti e deformazioni conseguenti alle condizioni di carico previste nelle verifiche effettuate. Dovranno essere misurate anche le eventuali escursioni di lesioni preesistenti in presenza o meno del sovraccarico.

Anche ai soli fini di tali prove di carico è opportuno che nelle verifiche sia evidenziato il regime di deformazioni e spostamenti con e senza il contributo resistente derivante dal timpano (v. capp. 8 e 9.IS). Dovrà essere valutata, anche ai fini dello accreditamento delle operazioni di verifica, la compatibilità tra gli esiti delle prove di carico e i risultati dei calcoli teorici.

10.2.3. Oggetto della sorveglianza programmata

La sorveglianza delle condizioni statiche e dello stato di manutenzione di un ponte esistente in muratura si effettua avendo riguardo alla fase residua di vita utile, nella quale vanno considerati:

- a) i *dissesti casuali*, ascrivibili a eventi indipendenti dalla conformazione e dall'utilizzo dell'opera (ad esempio il cedimento di una pila per una depressione della falda acquifera, la azione meccanica di vegetazione particolarmente aggressiva, un sistema di lesioni per una escursione termica anomala, l'effetto di condizioni ambientali estreme...), che si verificano ad intervalli di tempo casuali, in maniera imprevedibile.
- b) i *dissesti per usura*, derivanti dall'invecchiamento susseguente le operazioni di verifica e di eventuale consolidamento
- c) i *dissesti* conseguenti ad eventi eccezionali, che in generale non possono essere prevenuti, ma solo attenuati con opportune opere di prevenzione.

Ad ogni dissesto si associa in genere un danno, che può misurarsi come il

rapporto tra il costo del ripristino e quindi della neutralizzazione del dissesto e il costo della eventuale ricostruzione del ponte. Va notato che molte volte tale ultimo parametro è puramente teorico, in quanto può non coincidere con il *valore* del ponte che, ove questo rivesta interesse storico, culturale o paesaggistico, può essere addirittura incommensurabile con una valutazione monetaria.

Si definisce il *tasso di danno* relativo ad un determinato tipo di dissesto *la velocità media di crescita del danno*. In generale il tasso di danno relativo ai dissesti casuali è praticamente costante, quello relativo ai dissesti per usura è in generale moderatamente crescente per i ponti murari, ma la crescita può attenuarsi e addirittura annullarsi mediante una adeguata attività di manutenzione. Il tasso dei dissesti dovuti ad eventi eccezionali è assimilabile ad un impulso in occasione del verificarsi dell'evento.

La sorveglianza è finalizzata alla identificazione tempestiva di eventuali dissesti e alla loro urgente neutralizzazione, in modo da prevenire fenomeni evolutivi che compromettano non solo la sicurezza ma anche la economia della gestione del ponte.

10.2.4. Strumenti della Sorveglianza programmata

Strumenti della sorveglianza programmata sono le *ispezioni*.

Esse possono avere una capacità di indagine diversa a seconda della qualificazione del personale incaricato e dei mezzi adottati per portarla a termine. Si definisce il *potere* risolutivo della ispezione l' inverso del minimo livello di danno che la ispezione è in grado di identificare. Si distinguono in:

1. Ispezione corrente
2. Ispezione qualitativa
3. Ispezione dettagliata
4. Ispezione dettagliata eccezionale

Ogni ispezione da luogo ad un "processo verbale di visita" nel quale sono annotate tutte le operazioni svolte e tutti i rilevamenti effettuati, con la evidenziazione delle eventuali anomalie riscontrate.

10.2.4.1. Ispezione corrente

L'ispezione corrente ha carattere di ordinarietà e si svolge con cadenza periodica alquanto ravvicinata (di massima da sei mesi a un anno); può essere effettuata da agenti con una preparazione tecnica, ma non necessariamente specializzati in strutture da ponte, e deve fornire un'indicazione di massima sullo stato generale di conservazione; viene, quindi, principalmente svolta attraverso un esame visivo ravvicinato delle singole parti strutturali, per rilevare ed annotare tutti i difetti visibili, e seguire l'evoluzione di quelli già noti; all'indagine visiva possono accompagnarsi alcune semplici procedure d'indagine, misure di eventuali dislocazioni di elementi murari, valutazione della ampiezza di lesioni, rilievo grafico del quadro fessurativo datato. Essa può evidenziare l'esigenza a breve termine, o addirittura urgente, di indagini più accurate: in particolare per opere più importanti queste visite sono esclusivamente "sintomatiche", e possono quindi ad esempio indicare gli elementi e le parti dell'

opera sulle quali si ritiene opportuno eseguire indagini più approfondite, oppure le arcate che sembrano maggiormente a rischio in termini di quadro fessurativo, etc.

L'ispezione corrente viene effettuata avvalendosi di strumentazioni che rispondano al requisito della maneggevolezza e della trasportabilità, ed è ammesso che non vengano osservate le parti del ponte più difficilmente accessibili. E' evidente che la efficacia e la completezza della ispezione corrente è agevolata ove l'opera in oggetto sia predisposta per una facile accessibilità a tutte le sue componenti, per cui sarebbe buona norma che il ponte sia dotato di opere accessorie che consentano:

- completezza di accessibilità per le varie parti del manufatto;
- accessibilità rapida;
- accessibilità a più tecnici che possano operare contemporaneamente sul manufatto.

Va sottolineata la notevole importanza di tale ispezione non solo ai fini della piccola manutenzione ordinaria, ma principalmente per la identificazione in tempo utile dello innesco di processi di danno, che costituisce il presupposto di un intervento tempestivo o del passaggio dell'opera al regime di sorveglianza intensificata.

Vanno previste con cadenza annuale per ponti giudicati perfettamente integri alla visita precedente, vanno altresì previste con cadenza semestrale in caso contrario, salvo differenti disposizioni in relazione ad una maggiore frequenza per casi di particolare gravità; in quest'ultima situazione può essere anche richiesto un monitoraggio continuo.

Le modalità di visita prevedono prescrizioni di carattere generale valide per qualunque tipologia di ponte e delle prescrizioni di dettaglio in relazione a casi specifici.

▪ Prescrizioni generali:

- esame a vista di tutti gli elementi strutturali visibili: pile, spalle, archi, volte, muri di testa, solette, travate metalliche, nervature, apparecchi d'appoggio, etc.
 - esame a vista di tutti gli elementi non strutturali: stato di conservazione dei binari, strati di impermeabilizzazione, giunti, pluviali, piazzalotti di rifugio, parapetti, camminamenti, etc.
 - integrazione delle visite, ove necessario, con misurazioni di abbassamenti e/o rotazioni rispetto a capisaldi esterni al manufatto, valutazione dell'ampiezza di eventuali lesioni;
 - particolare attenzione al quadro fessurativo, alla localizzazione delle lesioni ed all'eventuale pericolo di evoluzione nel tempo.
- Prescrizioni per ponti in corrispondenza di corsi d'acqua:
- particolare attenzione ad eventuali variazioni della portata, della direzione della corrente, modifiche dell'alveo e altro, addebitabili a cause naturali e non;
 - verifica dell'idoneità della struttura, individuazione di eventuali erosioni.

L'esito delle visite periodiche annuali va riportato su appositi verbali; per le visite semestrali e' prevista in aggiunta una dettagliata relazione contenente informazioni sulle anomalie riscontrate, sugli eventuali interventi provvisori e/o definitivi suggeriti, su eventuali lavori di manutenzione effettuati in passato sul manufatto o in corso d'opera all'epoca della visita.

10.2.4.2. Ispezione straordinaria

E' una ispezione integrativa delle ispezioni correnti, e viene effettuata su segnalazione dei tecnici che conducono la ispezione corrente, quando si rende necessario esaminare aspetti che non rientrano nella ordinaria ispezione corrente, o di parti del ponte che non sono accessibili con mezzi ordinari.

La ispezione straordinaria va sempre effettuata quando all' esito di una ispezione si segnali la presenza di un dissesto, in tempi commisurati alla urgenza della segnalazione. Nel corso della ispezione straordinaria si accerteranno anche la integrità del tessuto murario e la presenza di eventuali cedimenti delle pile.

Nel caso si rilevi un dissesto è necessario procedere con immediatezza alla formulazione di una *diagnosi preliminare* al fine di individuare le misure di emergenza che si possono rendere necessarie. La diagnosi preliminare va eseguita da personale tecnico adeguatamente specializzato, ed è attuata attraverso un immediato sopralluogo e l' esame della documentazione disponibile (progetti e calcoli originari, verbali di ispezioni precedenti, conformità del ponte alla regola d' arte e quant' altro). La pre-diagnosi può tradursi nella adozione di misure di sicurezza immediate che possono includere la chiusura del ponte, la interdizione delle aree adiacenti o sottostanti, la restrizione del traffico, il puntellamento quando necessario e possibile. Di norma, a seconda dell' esito della pre-diagnosi, va anche determinato il passaggio del ponte dalla sorveglianza programmata alla sorveglianza speciale.

10.2.4.3. Ispezione qualitativa

La ispezione qualitativa ha lo scopo di rilevare lo stato generale del ponte. Essa viene effettuata con cadenza più prolungata rispetto alla ispezione corrente (di massima triennale), ma è più approfondita e viene effettuata secondo un protocollo predeterminato, con la compilazione di una scheda preordinata alla formulazione di un punteggio che esprime secondo una scala definita lo stato del ponte e la sua idoneità a continuare ad assolvere la sua funzione senza necessità di interventi almeno fino alla prossima valutazione. Come modello di tale operazione ci si può riferire alla procedura I.Q.O.A. (Image Qualité des Ouvrages d' Art) delle amministrazioni stradali francesi.(LCPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, SETRA Services d' Etudes Technique des Routes et Autoroutes).

10.2.4.4. Ispezione dettagliata

Va effettuata a cadenze temporali piu' distanziate rispetto all'ispezione corrente (e' di massima quinquennale); si avvale di

metodologie più sofisticate, in grado di fornire informazioni più complete e ad un livello di dettaglio maggiore; prevede, pertanto, accanto all'analisi visiva, l'utilizzo di indagini sperimentali generalmente a carattere non distruttivo.

Si configura come visita delle parti aeree della struttura con idonei mezzi di accesso e di indagine. L'opera deve essere ispezionata totalmente, e l'inaccessibilità non può costituire giustificazione per l'incompletezza del rapporto, che deve dar luogo ad una constatazione assolutamente esauriente di tutte le parti dell'opera, ad eccezione delle sole parti sommerse. Tale visita deve essere realizzata da uno strutturista specialista in strutture da ponte e in particolare in strutture murarie, che redige un rapporto molto dettagliato, illustrato da fotografie e disegni, e contenente un giudizio sintetico sullo stato dell'opera e le eventuali ulteriori azioni da intraprendere, tra cui l'eventuale ispezione subacquea, se indicata.

La ispezione dettagliata deve essere preventivamente organizzata attraverso la redazione di un opportuno *capitolato*, redatto a cura della Amministrazione del ponte.

Tale capitolato di norma prevede:

a) Operazioni preliminari:

- *Definizione degli obiettivi e formulazione del programma di intervento* (include costi, durata e eventuale articolazione in fasi);
- *Definizione dei mezzi di attuazione in relazione al tipo e importanza dell'opera* (include uno studio in relazione alla accessibilità della opera e delle sue parti, una previsione dei mezzi necessari per l'accesso, la composizione della squadra di ispezione);
- *Definizione dei mezzi di attuazione in relazione alle condizioni cui si è soggetti* (include previsione dei tempi, necessità relazionate alla disponibilità del ponte, diserbo preventivo, segnaletica, eventuali permessi);
- *Indagine sulla esistenza di un dossier* (acquisizione se esiste, in alternativa predisposizione di un rilievo di massima dell'opera)

b) Pianificazione, Programmazione e Preparazione (Obiettivi):

- *Pianificazione delle diverse fasi d'intervento* (include la previsione dei tempi delle diverse fasi e il piano esecutivo)
- *Programmazione dei mezzi e degli strumenti* (include la formazione della squadra in funzione del piano esecutivo, la previsione dei mezzi di accesso, il calendario degli accessi, le richieste di interruzione della circolazione);
- *Analisi del dossier e preparazione* (include la sintesi delle informazioni contenuti nei documenti della costruzione, l'esame delle ispezioni dettagliate precedenti, dei processi verbali di visita, e delle eventuali visite agli appoggi sommersi o inaccessibili, lo studio dei lavori effettuati, la ricognizione della zona interessata dai dissesti);

- *Preparazione dei rilievi in scala* (include eventuali grafici inclusi nel dossier dell' opera o in alternativa rilievi in sito, riduzione della documentazione a formato A3/A4, numero di copie dimensionate in relazione al numero delle parti dell' opera e al numero di ispettori)

c) Azioni in sito:

- *Attuazione di misure per garantire la sicurezza* (include la predisposizione della segnaletica e la verifica della sicurezza dei mezzi di accesso speciali)
- *Rilevamento accurato dei dissesti* (include l' esame della zona interessata dal dissesto e l' esame visivo ravvicinato delle parti osservabili con la Identificazione dei difetti sull' opera, la rappresentazione cartografica dei difetti, la annotazione delle constatazioni sui documenti di visita)
- *Dati elementari per l' apprezzamento dei dissesti* (include gli elementi metrici -distanze, lunghezze, aperture, fuoripiombo- e gli elementi diagnostici -sondaggi e prelievi-);
- *Apprezzamento qualitativo e quantitativo della gravità del difetto secondo criteri pertinenti*
- *Rilevamento fotografico dei difetti più significativi con collegamento cartografico*
- *Redazione chiara e comprensibile dei documenti*

d) Redazione del Processo Verbale:

Al termine della ispezione viene redatto un processo verbale che dovrà contenere le seguenti voci:

- *Dati identificativi dell' opera* (Direttore dei lavori, Ente responsabile della gestione, localizzazione: Comune, via principale, via servita, via traversata, natura dell' opera di attraversamento, eventuale numero identificativo, eventuale denominazione dell' opera);
- *Caratteristiche generali*: (Natura e tipo dell' opera, tipo di struttura, natura del materiale, numero di campate, luci, altezza libera, obliquità, dati ambientali);
- *Concezione ed esecuzione*: (Impresa esecutrice, data o epoca di costruzione, modalità di costruzione, controllo di carichi e sovraccarichi, data o epoca di entrata in servizio, informazioni particolari);
- *Vita dell' opera* (Azione di sorveglianza, interventi di manutenzione o di riparazione, regolarità di servizio, indagini, eventi particolari);
- *Condizioni della ispezione* (Squadra, mezzi, condizioni meteorologiche, temperatura ambiente);
- *Constatazioni, ordinate per parti dell' opera e per tipo di dissesti* (Zone di influenza; carreggiate, estradosso, armamento, intradosso, estremità della via portata e giunti stradali, appoggi, spalle e pile; fondazioni; vie d' abbordo e accessi; incroci; saggi, misure e riscontri effettuati dopo l' ultima ispezione);

- *Elementi particolari dipendenti dal tipo d' opera e dalla patologia riscontrata* (Attrezzatura d' ispezione, strumenti di pulizia,)

e) Redazione della nota di sintesi:

Il processo verbale è integrato dalla *Nota di Sintesi*, che dovrà contenere le seguenti voci:

- *Sommario delle conclusioni della ultima azione di sorveglianza;*
- *Interpretazione* (include rilievi, misure, saggi e riscontri)
- *Analisi preliminare dei dissesti osservati* (include cause probabili e una classificazione per patologia)
- *Conclusioni dell' Ispezione Dettagliata* (conclusioni sulla struttura, conclusioni sull' armamento e un giudizio complessivo sullo stato dell' opera);
- *Prescrizioni a breve termine* (proposta di indagini specifiche, suggerimenti di manutenzione e riparazione, manutenzione ordinaria e/o specialistica, riparazioni; suggerimenti in ordine alle condizioni d' uso; proposte di misure di conservazione; proposte di classificazione d' uso);

Sulla base dell' ispezione dettagliata si procede alla diagnosi, a seguito di cui si può rientrare nel processo ordinario della manutenzione continua e programmata, oppure procedere a:

- 1) Misure di conservazione (restrizione della circolazione, indagini supplementari, etc.);
- 2) Sorveglianza speciale se richiesta dallo stato dell' opera:
 - 2.1) *Sorveglianza intensificata*, se permane incertezza sullo stato di dissesto;
 - 2.2) *Alta sorveglianza* in caso di riconoscimento di pericolo grave in relazione alla sicurezza dell' opera;
 - 2.3) *Avvio immediato delle azioni prestabilite per la salvaguardia della opera e della sicurezza* (in caso di evidenza di riconoscimento pericolo grave e prossimo).

10.2.4.5. Ispezione dettagliata eccezionale

Viene effettuata a seguito di eventi eccezionali (alluvioni, terremoti, piene eccezionali, smottamenti di terreno, etc.) sia con riguardo al singolo manufatto, sia con riguardo alle zone limitrofe, onde constatare eventuali riflessi negativi sulla stabilità e la sicurezza del ponte. Particolare attenzione, nel caso di alluvioni, va prestata all' eventualità di uno scalzamento delle fondazioni delle pile e/o delle spalle.

Si realizza una ispezione dettagliata eccezionale anche ogni qualvolta si individua un'anomalia grave su un' opera.

La ispezione dettagliata eccezionale si realizza con le stesse modalità della ispezione dettagliata.

10.3 SORVEGLIANZA SPECIALE

In generale il regime di sorveglianza speciale viene attivato a seguito del

rilevamento di problemi nel corso della sorveglianza programmata. Tale regime si articola su due livelli, la *sorveglianza intensificata* e la *alta sorveglianza*. Nel corso della sorveglianza speciale, che sarà di norma integrata dalla esecuzione di saggi e/o dalla attuazione di un programma di monitoraggio, si determineranno le condizioni per la necessità della verifica strutturale del ponte e di un eventuale intervento di miglioramento.

10.3.1. Saggi. Prove in sito e in laboratorio

Quando i risultati della sorveglianza ne rilevino la necessità si programmerà una adeguata campagna di prove in sito e di laboratorio, che dovranno per quanto possibile essere di tipo non distruttivo. La campagna di prove dovrà realizzare i seguenti obiettivi: a) precisare l'estensione del dissesto; b) essere finalizzata alla formulazione di una diagnosi, che in casi semplici potrà scaturire direttamente dai risultati dei saggi, in casi più complessi richiederà la elaborazione dei risultati medesimi; c) ove la diagnosi richieda delle elaborazioni di calcolo, i saggi dovranno essere idonei per numero e tipo a precisare le ipotesi di calcolo.

In questa fase tale attività sarà finalizzata alla decisione di sottoporre o meno il ponte a verifica statica, nel corso della quale sarà effettuato un programma di indagini, prove e rilievi completo secondo le modalità di cui ai Capp. 5, 6 e 7 delle presenti Istruzioni

Si eseguiranno di norma:

- a) Prove in sito, per quanto possibile non distruttive, sulle caratteristiche dei materiali (muratura, riempimento, rinfiacco, pietrame, malte, materiale di rinzafo delle murature a sacco, etc.);
- b) Prove in laboratorio su campioni dei materiali costituenti il ponte;
- c) Studio del comportamento del ponte sotto carico;
- d) Rilievo ad alta precisione della geometria del ponte per rilevare eventuali cambiamenti di geometria;
- e) Identificazione dinamica;
- f) Monitoraggio.

10.3.2. Sorveglianza intensificata

L'obiettivo della sorveglianza intensificata è in generale il controllo di una eventuale accelerazione di un dissesto sospettato o accertato, durante un determinato periodo di tempo. Il regime di sorveglianza intensificata può anche essere instaurato allo scopo di eseguire osservazioni e misure che consentano la formulazione di una diagnosi del dissesto, quando questo non è immediatamente spiegabile, o per verificare gli esiti della pre-diagnosi.

A seconda dei casi la sorveglianza intensificata può essere basata su semplici ma frequenti ispezioni a vista o includere analisi e misure strumentali. Salvo si ravvisi la necessità inderogabile dello utilizzo di attrezzature sofisticate per conseguire i risultati previsti da tale regime di sorveglianza, le misurazioni saranno di norma basate su strumentazioni semplici, in modo da contenere i costi della attività.

Le misure da prendere nel caso della sorveglianza intensificata includono di norma la misura delle eventuali lesioni e il loro progredire nel tempo, misure topografiche e geometriche (es. il cedimento di una pila o la sua

verticalità, etc.), il mantenimento della geometria, che nel caso dei ponti in muratura è un fattore di resistenza assai importante.

Il regime intensificato per sua natura deve essere attuato per un tempo prolungato. In generale la durata minima è di un anno, al fine di poter depurare i risultati del monitoraggio delle componenti ambientali stagionali.

La sorveglianza intensificata viene attuata sulla base della predisposizione di un idoneo programma formulato da parte della Amministrazione responsabile. Il programma deve definire: a) gli obiettivi della sorveglianza; b) gli oggetti della s.i.; c) le misure strumentali da prendere; d) gli strumenti da utilizzare; e) i responsabili della installazione degli strumenti e del rilevamento delle misure; f) le modalità di interpretazione dei risultati (diretta o tramite elaborazioni teorico-numeriche); g) la articolazione temporale della sorveglianza.

10.3.3. Alta sorveglianza

Il regime di alta sorveglianza è preceduto dalla analisi dei fenomeni di dissesto in atto, e del possibile scenario di crisi, e si attua se è in condizioni dissesto tale da evidenziare un pericolo grave. Tale provvedimento è quindi preceduto dalla pre-diagnosi di cui al punto 10.2.4.2.IS e dalla identificazione dei possibili scenari di rischio, e va quindi sempre accompagnato da precise istruzioni per la adozione di tutte le misure di sicurezza idonee alla salvaguardia delle persone e delle cose, e possibilmente a prevenire il collasso; il tutto a cura della Amministrazione del ponte. In particolare, se si identifica un pericolo grave e prossimo vanno immediatamente messe in atto misure di prevenzione di emergenza (puntelli, rinforzi, sistemi di protezione delle aree a rischio, etc.). A partire dal momento del riconoscimento della immediatezza del pericolo e quindi della attuazione delle misure di salvaguardia, il regime di alta sorveglianza si intende superato e occorre immediatamente passare alla fase di verifica e alla progettazione degli interventi definitivi di consolidamento e rinforzo o eventualmente alla sostituzione dell' opera con una di nuova costruzione.

Il regime di alta sorveglianza presuppone la redazione di un documento sul rischio, basato su:

- a) La effettuazione della pre-diagnosi di cui al punto 10.2.4.2.IS ;
- b) La descrizione degli scenari di rischio, con la identificazione di quelli più probabili;
- c) La indicazione dei parametri da misurare significativi ai fini della valutazione del progredire del dissesto;
- d) Le soglie al di là delle quali le misure di cui sopra determinano l' aggravamento del livello di allarme; in particolare le soglie che determinano la adozione di misure preventive immediate per la sicurezza di persone e cose;
- e) I livelli di allarme e la previsione delle azioni da intraprendere allorché le soglie corrispondenti ai diversi livelli di allarme vengano superate.

In ogni caso la alta sorveglianza prelude e si integra alla immediata verifica del ponte e alla progettazione degli interventi atti a riportare il ponte nelle condizioni di sicurezza.

La alta sorveglianza può anche essere attuata mediante la installazione di un sistema di monitoraggio automatico.

11 Rapporto con la normativa vigente e relativi aspetti critici.

Considerato anche il carattere di indirizzo generale delle presenti Istruzioni, si ritiene utile, in conclusione, riportare alcune considerazioni ed osservazioni in ordine ai principi fondamentali che in base al Cap. 8 delle NTC e al Cap. C8 della circolare applicativa 2 febbraio 2009, n. 617 regolano la gestione ed il controllo delle costruzioni esistenti e in particolare dei ponti in muratura.

11.1 RIFERIMENTO ALLE NTC2008 (CAP. 8 - COSTRUZIONI ESISTENTI) E SPECIFICHE DELLA CIRCOLARE APPLICATIVA 2 FEBBRAIO 2009, N. 617.

11.1.1. Definizione di "Costruzione Esistente"

In relazione alla Circolare Applicativa 2 febbraio 2009, n. 617 si deve innanzitutto osservare che viene introdotta una ulteriore specificazione in relazione alla qualificazione di una "costruzione" come "esistente". Mentre infatti al par. 8.1 delle NTC *"È definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata"*, al par. C8.1. la Circolare Applicativa (CA) specifica: *"Per edifici in muratura con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi del Cap.4 del D.M. 20 novembre 1987 o ai sensi delle NTC."* E pertanto deve intendersi che una costruzione (e quindi anche un ponte) per la quale non sia stato rilasciato certificato di collaudo, benché da tempo ultimata almeno per la sua parte strutturale, anche se pienamente operativa, sia da sottoporre preliminarmente a collaudo statico. Ne consegue che tutte le opere sprovviste di certificato di collaudo non possono rientrare nelle presenti IS, né tantomeno nel Cap.8.NTC2008, o che le presenti IS medesime debbano intendersi anche riferite alle operazioni di collaudo. Ciò almeno per la parte che si riferisce alla idoneità statica delle costruzioni, che però in tal caso non potrebbero beneficiare delle "agevolazioni" previste nel Cap. 8 per l' esistente, ma devono conformarsi alle Norme valide per le nuove costruzioni. In piena coerenza, peraltro, con il par. 8.2.NTC2008, che avverte: *"Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti."* Spingendo una interpretazione rigida del dettato normativo, si dovrebbe concludere che tutte le costruzioni (ponti compresi) prive di certificato di collaudo, debbano essere collaudate e per essere collaudabili debbano essere adeguate alle prestazioni richieste per le nuove costruzioni.

11.1.2. Autolimitazione del dettato normativo

La NTC2008, relativamente alle costruzioni esistenti (Cap. 8) esordisce limitando la portata delle sue prescrizioni alla semplice enunciazione di criteri: *"Il presente capitolo definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli*

interventi sulle costruzioni esistenti."

Il senso di tale proposizione è chiarito definitivamente dal 2° Comma del paragrafo introduttivo al Capitolo C8.CA: "..... *Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle NTC, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.*".

In più alla fine del par. C8.2.CA si legge *"I contenuti del Cap.8 delle NTC e della presente Circolare costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista, comunque basati su criteri e metodi di comprovata validità."*. In pratica consentendo ampia facoltà di deroga e di scelta da parte del progettista, e quindi a maggior ragione, consentendo ampia facoltà di interpretazione e di rimodulazione dei metodi e degli strumenti di verifica e della legittimazione di materiali e tecnologie di intervento da parte di Enti adeguatamente qualificati.

Si può concludere pertanto che l' eventuale difformità delle IS dal dettato del Cap. 8.NTC2008, non configuri un contrasto con le norme stesse, ma un semplice esercizio di una facoltà di deroga esplicitamente consentita.

Con due riserve, però:

- a) tale facoltà è chiaramente espressa nella Circolare ma è solo adombrata nella NTC, che è l' unica ad avere valore di legge;
- b) tale facoltà è chiaramente limitata agli aspetti di natura tecnico-scientifica, ma non può ritenersi estesa alle prescrizioni di tutela economico-sociale, quali i livelli di sicurezza, le condizioni di carico e le finalità della verifica e/o valutazione della sicurezza, e della progettazione degli interventi.

11.2 VERIFICA E VALUTAZIONE NEL CONTESTO NORMATIVO

11.2.1. Scenari di Verifica/Valutazione e Stati Limite.

Fermo restando il dettato del già citato par. 8.2.NTC2008, lo scenario di verifica è previsto al par. 8.3.NTC2008: *"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)."*, integrato però dal par. C8.3.CA: *"Lo Stato limite di collasso (SLC) viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio"*. Per accordare questa precisazione con il par. 8.7.1.NTC2008 che, sia pure con riferimento alle azioni sismiche, impone di considerare meccanismi di collasso locali e di insieme *"... La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo...."*, si deve interpretare che il riferimento non è alle modalità di analisi dello scenario di collasso, ma semplicemente alle combinazioni

di carico e ai coefficienti di sicurezza del SLC che sono diversi da quelli del SLV.

Dunque sembrerebbe che lo unico scenario di verifica obbligatorio per una costruzione (e quindi anche un ponte) muraria sia lo SLV, che è anche lo unico SLU consentito, salvo considerare che la Circolare non ha lo stesso peso della Norma. Restano alcune considerazioni:

Lo Stato Limite di Esercizio per un ponte può rappresentare anche uno SLV, basta pensare ad una anche modesta discontinuità nella carreggiata che rispetto ad un veicolo in corsa può determinare un incidente mortale;

La verifica allo SLE (Danno o Operatività), facoltativo per la verifica, può diventare cogente quando, essendo l'opera priva di certificato di collaudo statico, la *verifica*, ovvero la *valutazione*, riveste invece il ruolo di collaudo. (v. Capp. 9.NTC2008 e C9.CA).

Inoltre per un ponte e in generale per le opere infrastrutturali, lo SLE è significativo anche ai fini della individuazione delle soglie di allarme, in relazione alla attività di sorveglianza e monitoraggio delle opere medesime.

Per gli SLU si considerano le tre categorie EQU, STR, GEO. Tenuto conto del par.2.6.1.NTC2008, del par. C2.6.1CA e del par. C6.2.3.1.CA che recita tra l'altro "*Gli stati limite EQU, UPL e HYD non prevedono il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali...*" il metodo dei meccanismi, così come usualmente accreditato per le strutture murarie secondo il modello non reagente a trazione, può comunque essere adottato sotto la classificazione EQU, considerato che in tale ambito non interviene la resistenza dei materiali.

Per quanto riguarda la verifica sismica occorre tenere presente il dettato del par. 7.1.NTC2008: "*Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:*

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV."

Per quanto riguarda le condizioni di carico, è scontato (par. 8.5.5.NTC2008) che queste debbano essere le medesime di quelle che devono adottarsi in relazione ai diversi stati limite per le nuove costruzioni.

11.2.2. Obbligatorietà della Verifica e/o della Valutazione di Sicurezza per le costruzioni esistenti.

Innanzitutto occorre tenere ben presente la distinzione, nel dettato normativo, tra "verifica" e "valutazione". La "valutazione" si riferisce alla identificazione dei limiti di sicurezza nell'uso e nella vita della struttura. La "verifica" si riferisce alla operazione di controllo dei livelli di sicurezza indicati dalla Norma, ed è quindi più cogente rispetto alla "valutazione". Si osserva altresì che probabilmente la Circolare Applicativa al par. C8.3

introduce una ambiguità tra "verifica" e "valutazione", che invece sono ben distinte nella NTC. Il par. C8.3 si intitola "VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA" ma poi parla di "VERIFICA". Interpretando il primo comma del Par, C8.3 si intenderà nel seguito per "verifica" la operazione intesa a "*stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC*", mentre si intenderà per "valutazione" la operazione intesa a "*determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.*".

In base al Cap. 8.NTC2008 e al cap. C8.CA, la obbligatorietà della valutazione (non verifica) è regolata dal par. 8.3.NTC2008. In particolare si segnala il 3° punto del comma 3 del citato paragrafo: "*cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;*", che fa scattare l'obbligo della valutazione qualora il ponte non sia stato sottoposto a collaudo e/o verifica nei confronti delle condizioni di carico attualmente previste dalle Norme.

Peraltro, al par. C8.3.CA, la Circolare forse non distinguendo tra "verifica" e "valutazione" spiega: "*Dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni, o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.*". La obbligatorietà della verifica si determina quindi ogni volta che si registri una variazione normativa dei carichi d'uso. E pertanto dalla obbligatorietà della verifica resterebbero esclusi tutti i ponti che, essendone dimostrata -obbligatoriamente- la idoneità in condizioni ordinarie, siano in dubbio di idoneità sismica. Non essendo obbligatoria la verifica, ne conseguirebbe anche la decadenza dell'obbligo di adeguamento sismico che potrebbe intervenire solo a seguito di tale verifica. E pertanto il conseguente obbligo di "adeguamento" nei confronti delle strutture esistenti si intenderebbe solo nei confronti dei nuovi carichi funzionali e mai nei confronti dei carichi sismici.

Inoltre ai sensi del penultimo comma del par. 8.3.NTC2008: "*La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.*". Si osserva che il punto 8.4 include adeguamento, miglioramento e riparazione, e quindi tale obbligo scatta non appena si effettui un qualunque intervento sulla struttura del ponte. Va tuttavia segnalato che, sempre al par. 8.3, la Norma detta: "*Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.*". E dunque la valutazione può in tali circostanze essere circoscritta solo ad una sottostruttura motivatamente identificata.

La CA a pag. 284, par. C8.3, elenca le situazioni in cui si determina l'obbligatorietà della verifica:

"Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è

obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali);

- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. § 8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, già discussi nel § 8.2 delle NTC)."

In effetti, l'obbligo della verifica si determina ogni qualvolta si riscontra una situazione di danno, o anche a seguito di variazioni delle condizioni d'uso o dello stato della costruzione. In qualche modo si riscontra un contrasto con il par. 8.3.NTC2008 (combinato con il par. C8.3 pag.285 della CA) che si riferisce chiaramente alla valutazione: "*Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.*"

Assodato che i carichi in relazione ai quali vanno effettuate sia la valutazione che la verifica sono gli stessi di quelli previsti dalle NTC per le nuove costruzioni (par. 8.5.5.NTC2008), è scontato che gli esiti della verifica/valutazione saranno in ogni caso più onerosi per le costruzioni esistenti che per le nuove costruzioni, considerata la presenza dei fattori di confidenza (par. 8.2.NTC2008). Una possibile mitigazione di questo effetto può essere il *fattore di difformità* introdotto alla fine del Cap.4 delle presenti IS.

11.3 REGOLAMENTAZIONE DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Si osserva innanzitutto che il termine "consolidamento" riveste nelle NTC il significato di "generico intervento strutturale", non essendo menzionato tra le categorie di intervento elencate al par. 8.4.NTC2008.

Il par. 8.4.1.NTC2008 limita l'obbligo di valutazione e quando necessario dell' adeguamento (non della sola valutazione e/o del solo adeguamento) nei casi ivi specificati.

La valutazione della sicurezza pre- e post-intervento è obbligatoria in tutti i casi di intervento. A seconda del tipo di intervento essa può essere limitata a parti più o meno consistenti della struttura. In caso di adeguamento (par.8.4.1.NTC2008) la Norma parla di verifiche. Nei casi di adeguamento o miglioramento, deve essere prodotta anche una valutazione globale della struttura (parr. 8.4.1.NTC2008 e 8.4.2.NTC2008).

In caso di adeguamento o miglioramento sismico devono essere prodotte le verifiche pre- e post-intervento (in realtà si tratterebbe di valutazioni, considerato il dettaglio del testo normativo, par. 8.7.5.NTC2008),

integrate dalla relazione di cui al citato par. 8.3.NTC2008.

Al par. 8.7.4.NTC2008 la norma recita: "*Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme.*", in qualche modo in contrasto con il carattere intrinsecamente localizzato degli interventi di miglioramento e più ancora di riparazione. Allo stesso paragrafo:

"Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.

riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;

rafforzamento delle pareti intorno alle aperture,"

Il testo parla di "strutture" e non di "edifici". Ricadrebbero dunque nella prescrizione anche i ponti, in relazione ai quali le prescrizioni di cui sopra andrebbero però adeguatamente interpretate.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

Testi sui ponti e riferimenti con valenza storica

1. Albenga G., Lezioni di ponti, Ed.UTET, Torino 1930-31.
2. Albenga G., I ponti, l'esperienza. Vol. 1, Ed.UTET, Torino, pp. 519, 1958.
3. Albenga G., I ponti, la teoria. Vol. 2, Ed.UTET, Torino, pp. 572, 1958.
4. Albenga G., I ponti, la pratica. Vol. 3, Ed.UTET, Torino, pp. 568,1953.
5. Alberti L.B., De Re Aedificatoria. Acqua e Ponti. Libri IV, VIII e X., a cura di Di Teodoro Francesco Paolo. Olschki, Firenze 2007.
6. Baggi V., Costruzioni Stradali ed Idrauliche parte prima: Costruzioni Stradali, Ed. UTET, Torino, pp. 607, 1926.
7. Campanella G., Trattato generale teorico pratico dell'arte dell'ingegnere civile, industriale ed architetto: ponti in muratura, Vallardi, Milano, 1928.
8. Campin F., A theoretical and practical treatise on oblique bridges in stone and brick, Railway Engineer Publ., London, pp. 47, 1921.
9. Cantalupi A., La costruzione di ponti e viadotti, Ed. Vallardi, Milano,pp. XV, 652, 1884.
10. CIAS, Manuale per la valutazione dello stato dei ponti, Edizione 2002.
11. Corini F., Scienza e tecnica delle costruzioni stradali, Ulrico Hoepli Editore, Milano,1941.
12. Curioni G. L'arte del fabbricare, Ed. A. F. Negro, Torino, 1870.
13. Fernandez Troyano L., a cura di Marcello Arici. Terra sull'acqua: atlante storico universale dei ponti. Flaccovio, Palermo, pp. 798, 2006.
14. Fernandez Troyano L., Bridge Engineering: A Global Perspective, Thomas Telford, pp. 775, 2003.
15. Franciosi V., Lezioni di ponti , Napoli, Pellerano, pp. 261, 1953.
16. Galliazzo V., I ponti romani, Vol.I e II, Ed. Canova, Treviso 1994.
17. Gauthey E., Traite de la Construction des Ponts, Liège (Belgique), Leduc, pp. 354, 1843.
18. Gazzola, P., Ponti romani. Contributo ad un indice sistematico con studio critico bibliografico, Leo S.Olschki, Firenze 1973.
19. Giannelli A., Lezioni di teoria dei ponti: tenute nella R. Scuola d'applicazione per gli ingegneri in Roma, l'anno 1919-20 / Aristide Giannelli., Roma : Tipo litografia del Genio Civile, pp. 384, 1920.
20. Grattasat G., Ponts de France, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, pp.294, Paris, 1982.
21. Jorini A.F.,Teoria e pratica della costruzioni dei ponti in legno, in ferro, in muratura : pile metalliche e in muratura, fondazioni , Milano, Hoepli, pp. XV, 632 ,1921.
22. Martinez y Cabrera F., Gentile C., Malerba P.L. (a cura di), Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi, gestione, 696 pp., Ed.Pitagora, Bologna, 2000.
23. Military Engineering Experimental Establishment (MEXE). Military load classification of civil bridges. (Solog Study B.38), Christchurch, Hampshire, U.K, 1963.
24. Military Engineering Experimental Establishment, Classification of masonry arch Bridges, Christchurch: Military Engineering Experimental Station, 1952.
25. Page, J., Masonry arch bridges, Department of Transport, Transport Research Laboratory, London, HMSO, 1993.

26. Petrangeli M.P., Progettazione e costruzione di ponti. Con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti, IV ed., Ed. Masson, Milano, 1997.
27. Perronet J.R., Mémoire sur la réduction de l'épaisseur des piles, et sur la courbure qu'il convient de donner aux Voûtes, Académie des Sciences, 1777.
28. Perronet J.R., Construire des Ponts au XVIII siècle. L'oeuvre de J.R. Perronet, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1987.
29. Perronet J.R., Mémoire sur la recherche des moyens que l'on pourroit employer pour construire des grandes arches de pierre, Parigi 1793.
30. Ruddock, T, Arch bridges and their builders, 1735-1835. Cambridge University Press, 1979.
31. Ryall M. J., Parke G. A. R., Harding J. E. (Eds), The Manual of Bridge Engineering, T. Telford Ltd., Londra, 2000.
32. Sasso P., Ponte del Diavolo sul fiume Sele al Barizzo. Tipografia Gargiulo, Napoli 1873.
33. Sasso P., Il ponte antico di Capua. Studii dell'Ingegnere Pasquale Sasso, in "Atti del Collegio degli Ingegneri e architetti di Napoli", 1880.
34. Sealey A., Bridges and Aqueducts, Hugh Evelyn, London, 1976.
35. Siviero E., Il progetto del ponte, Ed. Coll. Ingg. Prov. Padova, Padova, 1994.
36. Sowden A. M., The Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures, Taylor & Francis, pp. 372, 1990.
37. Stabilini L., Ponti, Ed. Lib. Politecnica Cesare Tamburini, Milano, 1946.
38. Torre C., Ponti in Muratura. Dizionario Storico-Tecnologico. Alinea Editrice, Firenze 2003.
39. Tomasoni E., Analisi, verifiche e consolidamento strutturale di archi e volte. Manuale per la valutazione della sicurezza e per la progettazione degli interventi. Flaccovio, Palermo, 2015.
40. Watson W., Bridge architecture, William Helburn Inc., New York, 1927.
41. Wittfoht H., Building bridges: History, Technology Construction, Beton Verlag, Dusseldorf, 1984.

Normativa

- Code Modele, CEB-FIP Pour Les Structures En Beton, Septembre 1977 (pubblicato Avril 1978).
- Department of Public Works (1987), 'Technical code for design, building and assessment of masonry buildings and their Strengthening' [in Italian].
- Examples to Eurocode 3, ECCS N°71, 1993
- American Association of State Highway and Transportation Officials -AASHTO LRFD. "Bridge Design Specifications", 1994
- Eurocode 1, "Basis of design and actions on structures – Part 1: Basis of design", ENV1991-1, September 1994
- UIC1995 "International Union of Railways: UIC code 778-3R. Recommendations for the assessment of the load carrying capacity of the existing masonry and mass-concrete arch bridges", 1995.
- Eurocode 6, "Design of masonry structures, Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and un-reinforced masonry", 1998.
- Department of Transport (2001a): The Assessment of Highway Bridges and Structures, Advice Note BA 16/97. Department of Transport Highways Agency, London, UK.
- Department of Transport (2001b): The Assessment of Highway Bridges and Structures, Design Manual BD 21/01, part of Design Manual for Roads and

Bridges Volume 3, Section 4. Department of Transport Highways Agency, London, UK.

Norme UNI EN 772-1:2002, “Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione della resistenza a compressione”.

Software

Abaqus/CAE User’s Manual.

Ansys 11.0, Ansys 11.0 Documentation, Copyright 2007 SAS IP, Inc.

Archie M 2.0.7. Obvis Ltd, Exeter, 2001.

FEA Ltd. (2001). *LUSAS release 13.1 reference manual*. FEA Ltd., Kingston upon Thames, UK.

LimitState Ltd. Ring Theory & Modeling Guide, Version 2.0k. Sheffield, UK.

Straus7, Theoretical Manual: Theoretical background of the Straus7 finite element analysis system.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto da un gruppo di lavoro così composto:

GRUPPO DI LAVORO:

BARATTA Alessandro	Università di Napoli "Federico II"
CORBI Ileana	Università di Napoli "Federico II"
CORBI Ottavia	Università di Napoli "Federico II"
DE STEFANO Alessandro	Politecnico di Torino
GAMBAROTTA Luigi	Università di Genova
MODENA Claudio	Università di Padova

COORDINATORI :

BARATTA Alessandro
CORBI Ottavia

Hanno collaborato:

L. Ascione, S. Briccoli Bati, A. Borri, M. Calvi, E.Cosenza, A. Di Tommaso, L. Dodaro, A. Grimaldi, L. Iurina.

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare il 16/10/2015 e messo in inchiesta pubblica, dal 25 novembre 2015 al 30 Maggio 2016, dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni” del Consiglio Nazionale delle Ricerche, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco - Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi - Università di Salerno
AURICCHIO Prof. Ferdinando - Università di Pavia
BARATTA Prof. Alessandro - Università “Federico II”- Napoli
COSENZA Prof. Edoardo - Università “Federico II”- Napoli
MACERI Prof. Franco - Università “Tor Vergata” - Roma (Presidente)
MANCINI Prof. Giuseppe - Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo - Università “Federico II”- Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio - Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
PINTO Prof. Paolo Emilio - Università “La Sapienza” - Roma
POGGI Prof. Carlo - Politecnico di Milano
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni - Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco - Università di Bologna
SCARPELLI Prof. Giuseppe - Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni - Università di Genova
URBANO Prof. Carlo - Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo - Università di Trento

Il documento è stato quindi approvato in versione definitiva in data 16/6/2016, a conclusione dell’inchiesta pubblica e senza modificazioni, dalla “Commissione di studio per la predisposizione e l’analisi di norme tecniche relative alle costruzioni”, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
AURICCHIO Prof. Ferdinando	- Università di Pavia
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II" - Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II" - Napoli
DI PRISCO Prof. Marco	- Politecnico di Milano
LAGOMARSINO Prof. Sergio	- Università di Genova
MACERI Prof. Franco, Presidente	- Università "Tor Vergata" - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II" - Napoli
OCCHIUZZI Prof. Antonio	- Consiglio Nazionale delle Ricerche, ITC
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" - Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
PROTA Prof. Andrea	- Università "Federico II" - Napoli
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCARPELLI Prof. Giuseppe	- Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento