

日本道路公団 正会員

中村正人

石原静夫

曾田信雄

1. 緒言

高速道路の山岳地への延伸に伴って、橋梁は長大化し橋脚も高橋脚となる場合が増大し、鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRC）構造を用いる例が多く見られる。そのような高橋脚においては特にその靱性が設計上の重要なポイントとなる。通常の橋脚の靱性の検討は、静的な震度法に基づき材料の応力度の照査によって行われている。地震による橋脚のぜい性的な破壊の危険を少なくするために、橋脚の主鉄筋が降伏してからもある範囲ではぜい性的な破壊を生ずることなく変形し得るような靱性（ねばり強さ）を付与するように道路橋示方書Ⅳ耐震設計編で義務付けている。中小橋においては、先の宮城県沖地震でも橋脚等の鉄筋コンクリート部材のぜい性的破壊例も見られ、靱性等の検討の必要性が十分認識された。しかし長大橋梁は大規模の地震の洗礼を受けていない。よって現在設計施工されている高橋脚の靱性すなわち最終強度と靱性のどのくらいあるのか明確にする必要がある。模型実験はその予知を得るための有効な手段であろう。特にSRC構造体についてはそのような目的の実験は皆無に等しい状態である。本文は高橋脚の地震時の挙動に関する資料を得るため30m以上のSRC橋脚を対象とした室内模型実験の結果を前回に引き続き報告するものである。

2. 実験概要

SRC構造体の最終破壊強度や靱性の影響を与える要因として種々の項目が考えられるが、今年度はせん断抵抗力に着目し帯鉄筋量および鉄骨針材量を変え静的正負交番荷重実験をSRC5体について行った。また地震時の挙動をより正確に把握するため、振動台を用いた動的実験をSRC1体について行った。

2-1 供試体

引張鉄筋比1.5%程度、軸方向圧縮力10%せん断スパン比5.0の供試体を図-1の形状で表-1に示す7種類を製作した。フーチングについてはその破壊が躯体部の破壊に影響を与えないよう出来るだけ大きく腹鉄筋等も密に配筋した。

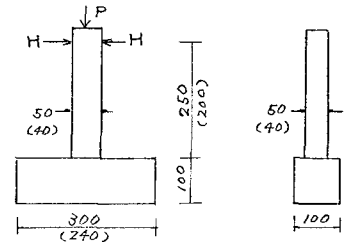


図-1 供試体の形状

2-2 実験方法

① 静的試験 供試体をPC鋼棒で床に固定し、供試体が一定の軸方向圧縮力を受けたまま水平荷重による水平変位が自由に生じる様にローラー支承を利用した荷重装置を用いた。荷重方法は柱頭変位が5mmまでは2tonごとの一方向荷重としその後は5、10、20、30、40、50、75、100、150、200、250mmの変位制御による正負交番荷重とした。

② 動的試験 供試体を振動台にPC鋼棒で固定し、加振による慣性力を得るため柱頭部におもり（2ton、6ton）を図-2のように設置した。加振方法は正弦波加振を基本とし供試体が破壊に至るまで段階的に入力加速度を増加させた。その途中段階で衝撃波、ランダム波、および地震波（周北橋波形、エルセントロ波）を入力し供試体の動的特性値（伝達関数、固有振動数、減衰定数、応答加速度、応答変位）を測定した。

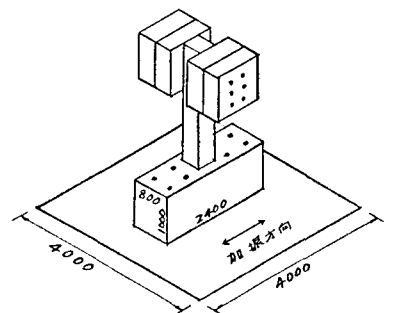


図-2 動的試験装置

3. 実験結果および考察

実験結果および計算値を表-2に示す。靱性率は、終局変位と降伏変位との比である。

表-1 供試体の種類

供試体 No	断面	正 鋼 材						斜 引 張 鋼 材			減荷法	備考
		鉄筋	鉄筋量	鉄骨	鉄骨量	鋼材比	鋼材比	帯鉄筋	鉄骨斜材	斜引張		
		SD30	ASB	SM50	ASB	AS	AS/AC	AS/AS	SD30	SS41	鋼材比	
1	SRC 50×50	D16-16f	31.75	4PL-126×6	30.24	62.02	3.37	0.95	D13-20	125×25×3	0.498	静的 標準供試体
2	SRC 50×50	D16-16f	31.75	4PL-126×6	30.24	62.02	3.37	0.95	D10-20	125×25×3	0.387	静的 荷重節変化
3	SRC 50×50	D16-16f	31.75	4PL-126×6	30.24	62.02	3.37	0.95	D10-20	φ9 (SRM)	0.236	静的 鉄骨斜材
4	SRC 50×50	D16-16f	31.75	4PL-126×6	30.24	62.02	3.37	0.95	D10-20	---	0.183	静的 鉄骨斜材
5	SRC 40×40	D16-12f	23.83	4PL-94×6	22.38	46.41	2.90	0.95	D10-20	φ9 (SR24)	0.373	静的 1/8 モデル
6	SRC 40×40	D16-12f	23.83	4PL-94×6	22.38	46.41	2.90	0.95	D10-20	φ9 (SR24)	0.373	動的 1/8 SRC
7	RC 40×40	D22-2f	46.45	---	---	46.45	2.90	---	D10-20	---	0.178	動的 1/8 RC

表-2 実験結果及び計算値

供試体 No	計 算 値							実 験 値										判 断 評 準
								正 方 向					負 方 向					
	せん断 耐力	荷 重 (t)			変位 (mm)		物 性 値	荷重 (t)		変位 (mm)			荷重 (t)		変位 (mm)			
		最大	降伏	終局	降伏	終局		降伏	最大	降伏	最大	最終	降伏	最大	降伏	最大	最終	
1	33.0	3.8	15.1	18.8	15.7	44.0	2.8	18.2	23.0	16.5	75.0	188.0	16.0	21.0	20.0	150.0	170.0	9.9
2	26.5	"	"	"	"	"	"	18.3	20.8	19.0	100.0	159.0	16.6	19.9	20.0	40.0	133.0	7.2
3	19.7	"	"	"	"	"	"	16.2	20.8	14.5	75.0	132.0	17.6	20.6	19.0	75.0	139.5	7.1
4	14.2	"	"	"	"	"	"	16.9	19.0	21.0	75.0	126.0	18.6	18.5	20.0	75.0	155.0	6.3
5	15.7	2.1	9.9	12.7	13.9	27.5	2.7	10.5	14.1	15.0	75.0	141.0	11.1	13.9	15.0	75.0	146.0	9.7
6	"	"	"	"	"	"	"	8.7			27.0	84.0						
7	10.5	2.2	11.0	14.1	15.0	45.0	3.0	10.3			38.0	85.0						

本実験では終局変位は、降伏後荷重が徐々に上昇しその後下降し降伏荷重に一致した降伏までの変位とした。また降伏荷重の決定は荷重と主鉄筋ひずみの関係がほぼ一定となった時の荷重とした。なお計算値の水平力と変位は道路橋示方書、同解説、耐震設計編、参考資料Ⅵ地震時変形性能の照査方法の例による方法と同様に計算し、鉄筋の抜け出し量を考慮したものである。せん断耐力は道路橋示方書Ⅳ下部構造筋に、コンクリート、帯鉄筋、斜材とでせん断耐力を負担すると考えて計算したものである。

- ① 帯鉄筋、鉄骨斜材等のせん断補強量の増加により靱性率も増加する傾向が今回の実験で確認できた。
- ② 降伏耐力、降伏変位、および最終耐力は実験値の方が大きかったがほぼ解析値（鉄筋コンクリート方式）とよい対応を示した。しかし最終変位は特に実験値の方が大きすぎる結果であった。
- ③ エネルギー吸収能力を表わす等価粘性減衰定数は、弾塑性解析の採用している武藤氏の提案したトリリニアールモデルを逆算した式 $\mu = \frac{1}{n} (1 - \alpha)$ と靱性率 (μ) が5程度までは近似していた。しかし各供試体ごとの違いは明確でなかった。
- ④ 動的耐力は静的耐力より小さく特にN0.6が顕著であった。その原因は、慣性力の算定方法、付着の減少等も考えられるが主なものは主鉄骨が降伏荷重前後で疲労したためであろう。
- ⑤ 動的実験においてひびわれの進展による剛性の低下に起因し降々に固有振動数は減少し減衰定数は増大してくるが降伏以前では減衰定数は45～60%であった。

4 結 言

今回の実験から、供試体のせん断耐力が靱性に大きく影響する事、この様なSRC構造体の動的解析を行う場合降伏以前でも5%程度の減衰定数を用いてもさしつかえない事等の結果が得られた。今回対象としているせん断スパン比、鋼材量、鉄骨鉄筋比および軸力の範囲の高橋脚においても適当な靱性を確保するためにはせん断耐力が曲げ耐力を上まわる必要があると考えられる。合理的な耐震設計に近づけるためにも今回と同様の静的、動的実験データを蓄積し各型性率におけるせん断耐力に1めるコンクリート、帯鉄筋、鉄骨斜材および水平材等の分担割合を明確にして行くべきであると考ええる。