

論文 セン断スパン比の小さい鉄道高架柱の変形性能に関する実験的研究

楠本 秀樹^{*1}・谷村 幸裕^{*2}・佐藤 勉^{*3}

要旨：一般的な鉄道高架橋柱の変形性能は実験等により精度の良い評価方法が確立されているが、ラーメン橋台の柱のようにせん断スパン比が小さい領域では明らかになっていない。そこで、ラーメン橋台柱をモデル化した模型実験を行い、変形性能評価について検討を行った。その結果、せん断スパン比が小さい領域においては、付着割裂ひび割れにより変形性能が低下する場合があること、付着割裂ひび割れが顕著とならない場合は高架橋柱の変形性能評価方法を適用することにより、概ね妥当に評価できることが明らかになった。

キーワード：鉄道高架橋、柱部材、せん断スパン比、変形性能

1. はじめに

鉄道高架橋柱の変形性能は実験等により精度の良い評価方法が確立されており、鉄道構造物等設計標準—耐震設計—（以下、「耐震標準」という）¹⁾に取り入れられている。これは、せん断スパン比が3程度の実験に基づいているものである。しかし、高架橋高さが低い場合や、柱断面が大きい場合はせん断スパン比が小さくなる場合があり、そのような柱部材の変形性能は十分に明らかになっていない。そこで、せん断スパン比の小さいRCラーメン橋台の柱部材をモデル化し、引張鉄筋比および帯鉄筋比をパラメータとする3体の試験体を製作し、逆対称曲げモーメントを受ける静的載荷試験を行い、せん断スパン比の小さい領域におけるRC部材の変形性能算定方法の検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体形状および諸元

試験に用いた試験体は、鉄道高架橋の柱部材の約50%縮小モデルである。試験体の形状および諸元を、図-1および表-1に、試験に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-1、表-2に示す。なお、用いた鉄筋の種

類は軸方向鉄筋D16がSD295A、帯鉄筋D10がSD345、帯鉄筋D6がSD295Aである。また、粗骨材には最大寸法13mmの骨材を用いた。

試験体の断面は500mm×500mm（有効高さ450mm）で、せん断スパンは562.5mmである。

実験パラメータは引張鉄筋比と帯鉄筋比とし、せん断スパン比は1.25で一定とした。

なお、帯鉄筋はすべてフラッシュバット溶接により閉口加工を行っている。

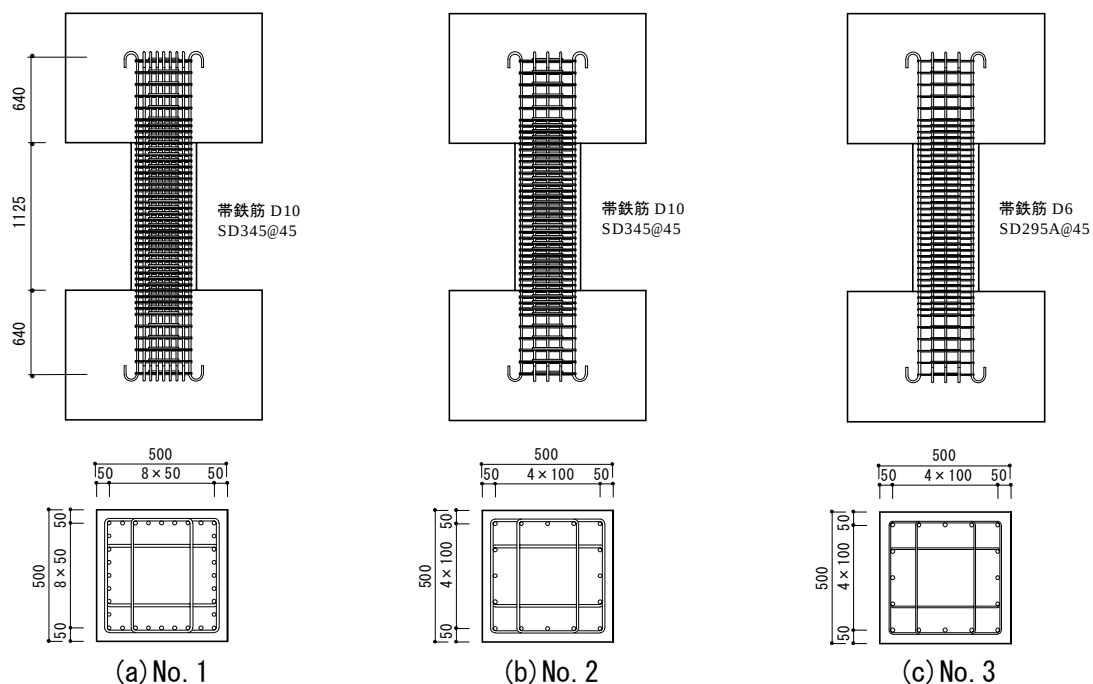
2.2 載荷方法および計測項目

載荷は、3試験体とも逆対称曲げモーメントが作用するように行った。図-2に載荷装置の概要図を示す。鉛直軸力および水平力は、試験体上部に取り付けたL型フレームを介して加力した。加力に際しては、逆対称曲げモーメントを受けるように試験体の左右に設置した1200kNジャッキ2機で、上下スタブを平行に保ちながら、柱高さの1/2に設置した1200kNジャッキで水平力を載荷した。鉛直軸力は、900kN（3.6N/mm²）の一定とした。水平方向には、予備載荷を行った後、引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の水平変位を降伏変位 δy とし、これを基準として δy の整数倍で3回ずつ

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (正会員)

*2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 工修 (正会員)

*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 工博 (正会員)



図－１ 試験体形状

単位 (mm)

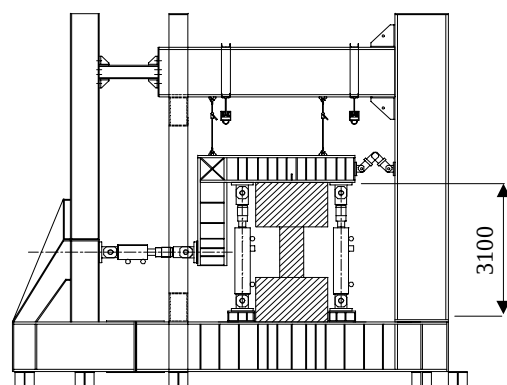
表－１ 試験体諸元

	引張鉄筋	側方鉄筋	帯鉄筋 鉄筋径@間隔 (mm)×組数	引張 鉄筋比 pt(%)	帯 鉄筋比 pw(%)	コンクリート圧縮強度	
						柱部 上フーチング f'_c (N/mm ²)	下フーチング f'_{cf} (N/mm ²)
No.1	D16-9 本	D16-7 本	D10@45×2 組	0.79	1.27	28.1	38.2
No.2	D16-5 本	D16-3 本	D10@45×2 組	0.44	1.27	32.3	41.9
No.3	D16-5 本	D16-3 本	D6@45×2 組	0.44	0.56	33.1	43.0

注) 引張鉄筋比 pt : $pt=At/(b \cdot d)$ At : 引張鉄筋の断面積 b : 部材幅 d : 有効高さ
 帯鉄筋比 pw : $pw=Aw/(bw \cdot Ss)$ Aw : 区間 Ss における帯鉄筋断面積 bw : 部材幅 Ss : 帯鉄筋の配置間隔

表－２ 鉄筋の材料試験結果

鉄筋径	引張降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D16	354.4	184.6
D10	389.0	187.7
D6	353.4	195.0



図－２ 載荷装置の概要図

正負繰返し載荷を行った。載荷の終了は水平荷重が低下し、降伏荷重の 80% を下回ること目途とした。

計測項目は、試験体の水平変位、鉛直変位、軸方向鉄筋、帯鉄筋のひずみおよびひび割れ状況である。

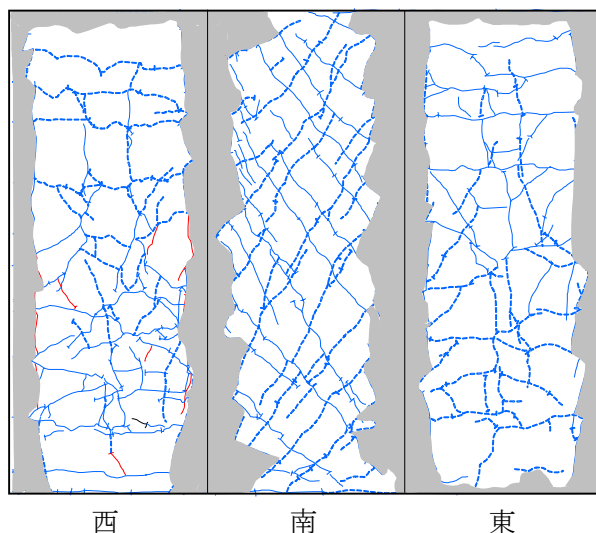
３．実験結果

3.1 破壊性状

以降に、各試験体の破壊状況を説明する。最終破壊状況を図－３に示す。なお、加力方向は、各試験体とも、西面側から東面に向けての載荷を正載荷としている。

(a) No. 1

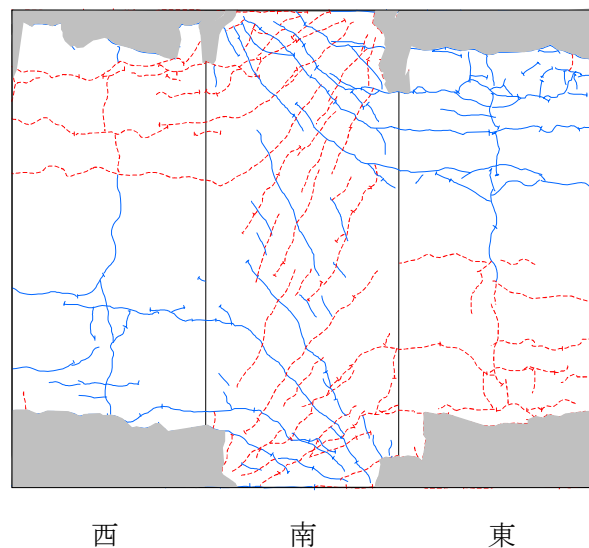
まず西，東面において柱基部付近に曲げひび割れが発生し，軸方向鉄筋降伏時（ $1\delta y$ ）に南面全体にせん断ひび割れが発生した。 $2\delta y$ 以降，西，東面において一部の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生した。最大水平荷重時の $3\delta y$ 時には軸方向鉄筋に沿ったひび割れが軸方向鉄筋全長にわたり進展し，これに伴い水平荷重が低下した。 $4\delta y$ 以降，柱基部において4隅の軸方向鉄筋に沿ってかぶりが浮き始め $6\delta y$ 以降，柱部全範囲において4隅の鉄筋のかぶりコンクリートが浮き上がり，一部は剥落した。なお，載荷終了時に軸方向鉄筋の座屈は確認できなかった。



(a) No. 1

(b) No. 2

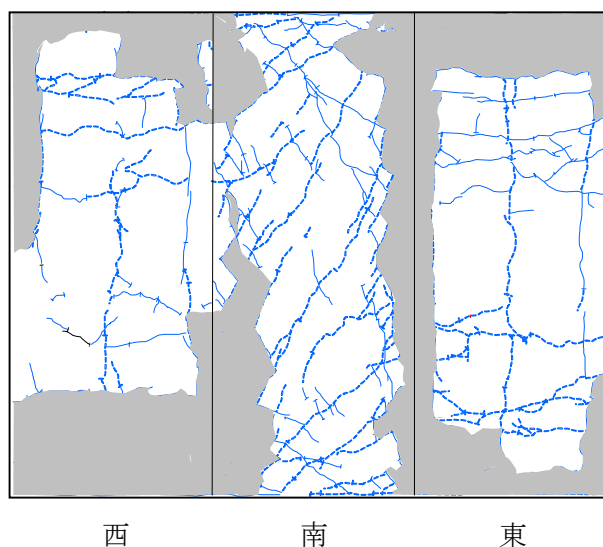
まず西，東面において柱基部付近に曲げひび割れが発生し，軸方向鉄筋降伏時（ $1\delta y$ ）まで曲げひび割れ範囲が拡大した。 $2\delta y$ 時に南面柱基部付近にせん断ひび割れが発生し，最大水平荷重時の $4\delta y$ 時に南面全体にせん断ひび割れが発生した。 $6\delta y$ 時，西，東面において柱基部かぶりコンクリートが浮き上がり， $10\delta y$ 以降，西，東面の柱基部かぶりコンクリートの剥落が始まると共に，軸方向鉄筋の座屈が起こり，これに伴い水平荷重低下が顕著となった。 $12\delta y$ 時，軸方向鉄筋の破断により大幅に水平荷重が低下した。



(b) No. 2

(c) No. 3

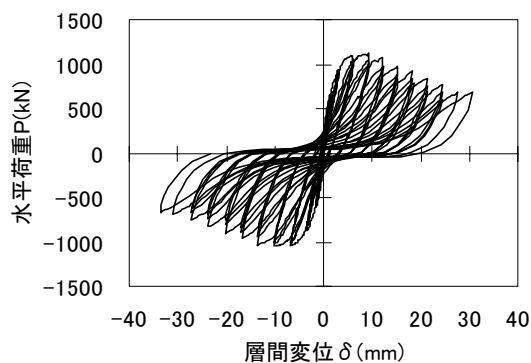
まず西，東面において柱基部付近に曲げひび割れが発生し，軸方向鉄筋降伏時（ $1\delta y$ ）まで曲げひび割れ範囲が拡大した。 $2\delta y$ 時に南面全体にせん断ひび割れが発生した。最大水平荷重時の $5\delta y$ 時に西，東面において柱基部のかぶりコンクリートが浮き上がり，表面部が剥落した。 $7\delta y$ 時，南面の軸方向鉄筋鉄筋に沿ったひび割れが発生し，水平荷重低下が顕著となった。 $8\delta y$ 以降，西，東面の柱基部付近においてかぶりコンクリートが浮き上がり，一部が剥落。 $10\delta y$ 以降，柱部全範囲において4隅の軸方向鉄



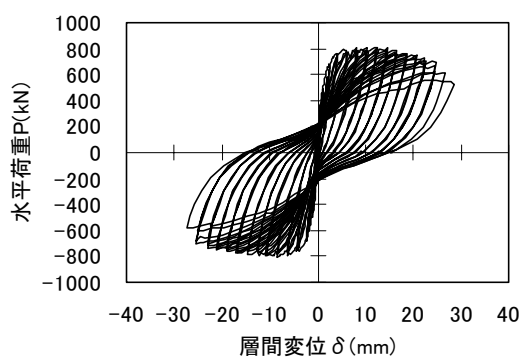
(c) No. 3

注) 網掛けはかぶりの剥落部分を示す

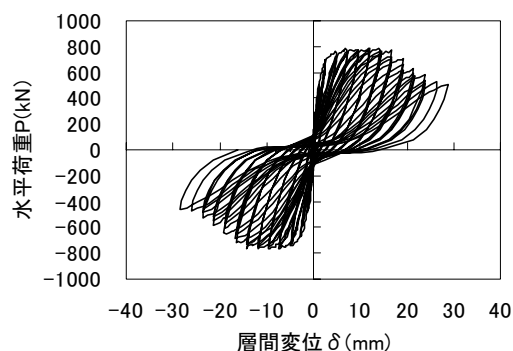
図－3 最終破壊状況



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

図－4 各試験体 荷重－変位関係

筋のかぶりコンクリートが浮き上がり、一部が剥落した。なお、載荷終了時に軸方向鉄筋の顕著な座屈は確認できなかった。

図－4には各試験体の水平荷重と層間変位の関係を示す。

3.2 軸方向鉄筋ひずみ

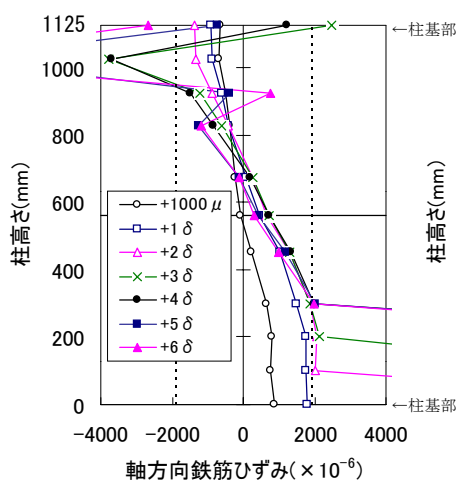
各試験体の $+1\delta_y$, $+2\delta_y$, $\dots$, $+6\delta_y$ のピーク時における軸方向鉄筋のひずみ分布を図－5に示す。なお、図－5には北西角部に配置した軸方向鉄筋の測定結果を示した。いずれの試験体においても柱下端基部から300mmの位置に貼付したひずみゲージが降伏ひずみを超えているが、柱基部から450mmの位置に貼付したひずみゲージは降伏ひずみを超えていない。いずれの試験体も $6\delta_y$ 以前に最大水平荷重に達しており、それ以降は鉄筋の塑性化範囲が拡大していない。したがって、引張鉄筋の塑性化範囲は柱基部から300～450mm程度と考えられる。

4. 変形性能算定方法の検討

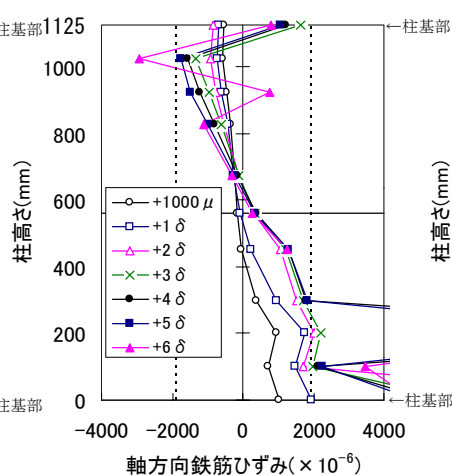
4.1 既往の算定方法

鉄道高架橋柱部材の変形性能算定方法は、せん断スパン比が3程度の実験をもとに精度の良い方法が提案されている²⁾。これをもとに耐震標準に耐震照査の方法が記述されている。

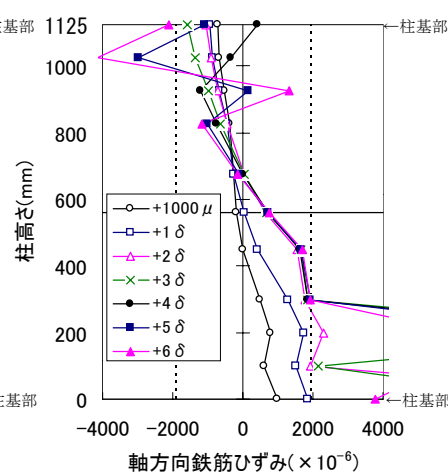
耐震標準においては棒部材を線材にモデル化



(a) No. 1



(b) No. 2



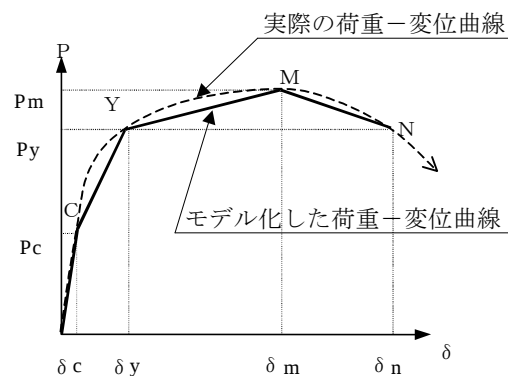
(c) No. 3

注) ——— は軸方向鉄筋の降伏ひずみを示す

図－5 軸方向鉄筋のひずみ分布

するときの荷重と変位の関係を図－6に示すような復元力モデルにより表すこととしている。

実験および耐震標準の方法により算出したY点、M点、N点の水平荷重、層間変位を表－3に示す。なお、実験によるY点は鉄筋が降伏した時点の水平荷重と水平変位を、M点は最大水平荷重を維持できる点の水平荷重と層間変位を、N点は最大水平荷重以降、降伏水平荷重を維持できる点の水平荷重と層間変位としている。層間変位は上下のスタブ間の相対変位から算出している。



P_c : 曲げひび割れ発生時の荷重
P_y : 引張鉄筋降伏時の荷重
P_m : 最大荷重 (コンクリートの圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ に達するときの荷重)
 δ_c : 曲げひび割れ発生時の水平変位
 δ_y : 降伏時の水平変位
 δ_m : P_m を維持できる最大の水平変位
 δ_n : P_y を維持できる最大の水平変位

図－6 荷重と変位の関係

4.2 Y点について

各試験体とも水平荷重については、実験値が計算値の 1.1 倍程度であり概ね一致する結果となった。

層間変位については、各試験体とも実験値が計算値の約 2 倍となった。これは、降伏時にせん断ひび割れが発達しているため、かなりせん断変形していたものと思われる。計算値は曲げ変形のみを算定しているため、過小評価となっている。

4.3 M点について

各試験体とも水平荷重については、実験値が

計算値の 1.1 倍程度であり、概ね一致する結果となった。

耐震標準により求めた層間変位について、No.1 の試験体は実験値が計算値の 0.65 倍となっており、計算値は過大評価している。これは、実験では軸方向鉄筋が座屈しておらず、破壊性状から、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生し、大きく水平荷重が低下したために付着割裂破壊したものと思われるため、曲げ破壊型の計算値では過大評価する結果となったものと思われる。

No.2, No.3 の試験体は実験値が計算値の 0.92 ～1.34 倍となっており、また、破壊性状からも曲げ破壊型となっていることから、概ね妥当に評価しているものと思われる。

4.4 N点について

N点についてはM点と同様の傾向を示しており、曲げ破壊した No.2, No.3 は概ね計算値と一致した。No.3 は、最大荷重以降 N 点付近で軸方向鉄筋に沿ったひび割れが顕著になったが、変形性能への影響はそれほど大きいものとはならなかったと考えられる。付着割裂破壊した No.1 は過大評価となった。

5. まとめ

せん断スパン比の小さい鉄道高架柱の変形性能評価について検討を行った結果、以下の点が明らかになった。

- 1) 降伏時の層間変位の実験値は、耐震標準による計算値に比べて大きく、せん断スパン比の小さい部材においてはせん断変形を適切に評価する必要がある。
- 2) 軸方向鉄筋に沿う付着割裂ひび割れが比較的早い段階で発生した No.1 試験体の変形性能の評価法、耐震標準の方法を用いると実験結果を過大評価する場合がある。
- 3) N 点付近まで顕著な付着割裂ひび割れが発生しない No.2, No.3 試験体の変形性能の評価は、耐震標準の方法を用いると Y 点を除き、概ね妥当に評価できる。

表－３ 実験値と計算値の比較

			実験値		計算値		実験値／計算値	
			水平荷重	層間変位	水平荷重	層間変位	水平荷重	層間変位
			Pexp (kN)	δ exp (mm)	Pcal (kN)	δ cal (mm)	$\frac{P_{exp}}{P_{cal}}$	$\frac{\delta_{exp}}{\delta_{cal}}$
No. 1	Y 点	正側	932.8	3.04	853.9	1.48	1.09	2.05
		負側	-876.6	-3.39			1.02	2.29
	M 点	正側	1069.3	12.09	1019.7	18.61	1.05	0.65
		負側	-1038.4	-13.72			1.02	0.74
	N 点	正側	972.6	15.24	853.9	23.69	1.14	0.64
		負側	-902.2	-20.09			1.06	0.85
No. 2	Y 点	正側	656.0	2.05	599.6	1.12	1.09	1.83
		負側	-645.2	-2.11			1.08	1.88
	M 点	正側	788.6	16.46	713.2	17.85	1.11	0.92
		負側	-774.0	-17.09			1.09	0.96
	N 点	正側	687.8	24.82	599.6	22.80	1.15	1.09
		負側	-701.3	-25.42			1.17	1.11
No. 3	Y 点	正側	679.5	2.38	601.4	1.10	1.13	2.14
		負側	-639.5	-2.37			1.06	2.13
	M 点	正側	776.7	14.33	716.4	10.65	1.08	1.34
		負側	-759.1	-14.21			1.06	1.33
	N 点	正側	703.5	19.20	601.4	15.67	1.16	1.23
		負側	-645.9	-19.21			1.07	1.23

Pcal : 図－に示す Py, Pm 点の計算値

δ cal : 耐震標準により求めた層間変位（塑性ヒンジ長＝1 D）

D : 部材高さ

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計－，丸善，1999.10
- 2) 渡辺忠朋ほか：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定方法，土木学会論文集，No.683，V-52，pp31-45，2001.8