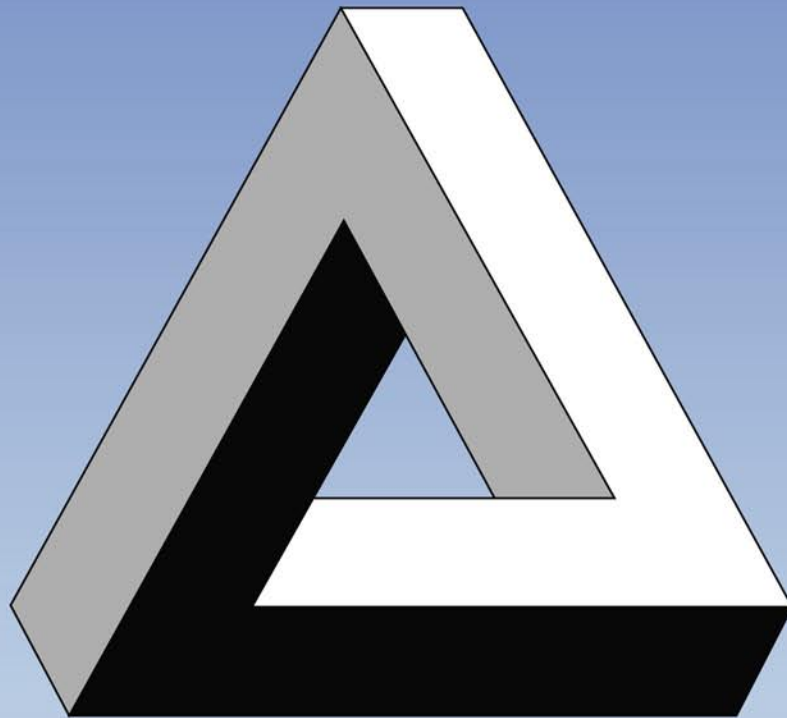


ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

**Revue Scientifique de l'Ecole Nationale
Supérieure des Travaux Publics**

e-ISSN : 2716 - 7801
Dépôt légal 483 - 1991



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES TRAVAUX PUBLICS
NATIONAL SCHOOL OF BUILT AND GROUND WORKS ENGINEERING
FRANCIS JEANSON

33^{ème} Année | Semestrielle | N° 71 | Juin 2024



ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

Revue scientifique éditée par
l'Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics Francis Jeanson

Depuis 1991

Directeur de la publication : Pr. *MEKIDECHE-CHAFA Fawzia*, Directrice de l'ENSTP

Rédacteur en chef : *GUETTACHE Brahim*

Adresse de la direction de la publication :

1, Rue Sidi Garidi, Kouba (16051), Alger, Algérie

Web : www.enstp.edu.dz

e-ISSN : 2716-7801

URL : enstp.edu.dz/revue

Contact soumission d'article :

guettache2016@gmail.com

Comité éditorial

Amieur	Mohamed	MCA*	Enstp, Alg.
Badaoui	Azhar	MCA	Enstp, Alg.
Belarbi	Rafik	Pr.	U. La Rochelle, Fra.
Benamghar	Ahcène	MCA	Enstp, Alg.
Bouchair	Abdelhamid	Pr.	U. Clermont Auvergne, Fra.
Ciutina	Adrian	Pr.	U. Politehnica Timisoara, Rou.
Davenne	Luc	Pr.	U. Paris (Nanterre), Fra.
Derriche	Zohra	Pr.	Enstp, Alg.
Fedghouche	Ferhat	Pr.	Enstp, Alg.
Hadid	Mohamed	Pr.	Enstp, Alg.
Lachemi	Mohamed	Pr.	U. Ryerson, Can.
Lefkir	Abdelouahab	MCA	Enstp, Alg.
Mekideche-Chafa	Fawzia	Pr.	Enstp, Alg.
Taki	Mohamed	Pr.	Enstp, Alg.

(*) : MCA : *Maître de Conférences de classe A*

COMITÉ DE LECTURE INTERNATIONAL

ABBECHÉ	Khelifa	Professeur	abbechek@yahoo.fr	Université de Batna 2	Algérie
ABED	Mohamed	Professeur	abedmed@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, Blida	Algérie
ABDESSEMED	Mouloud	Maître de conférences A	abdesmoul@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, Blida	Algérie
ABIDELAH	Anis	Professeur	abidelah@gmail.com	Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf, Oran	Algérie
ABOUBEKR	Nabil	Professeur	aboubekrnabil@yahoo.fr	Université de Tlemcen	Algérie
AFRA	Hamid	Docteur, Directeur de	afra_hamid@yahoo.fr	CNERIB	Algérie
AHMED-CHAOUCH	Ali	Maître de Conférences A	ahmed.chali@gmail.com	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
AIROUCHE	abdelhalim	Docteur	airouche@yahoo.fr	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasi	Algérie
AISSA MAMOUNE	Sidi Mohammed	Professeur	aissa_mamoune@yahoo.fr	Université Belhadj Bouchaib de Ain Témouchent	Algérie
AIT AIDER	Hacène	Professeur	h_aitaider@yahoo.fr	Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Algérie
AIT-MOKHTAR	Karim	Professeur	karim.ait-mokhtar@univ-lr.fr	Université de La Rochelle	France
AKNOUCHE	Hassan	Maître de Recherche	haknouche_70@yahoo.fr	Centre national de recherche appliquée en génie parasismique CGS	Algérie
AMARA	Khaled	Professeur	amara3176@yahoo.fr	Université Belhadj Bouchaib de Ain Témouchent	Algérie
AMARA	Lyes	Docteur	amara.lyes@yahoo.fr		
AMIEUR	Mohamed	Maître de Conférences A	amieur2003@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
ATTIA	Amina	Maître de Conférences A	attia-amina@hotmail.fr	Université Belhadj Bouchaib de Ain Témouchent	Algérie
BADAOUI	Azhar	Maître de Conférences A	azharbadaoui@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BEHIM	Mourad	Professeur	mbehim@yahoo.fr	Université d'Annaba	Algérie
BELABDELOUAHAB	Farid	Maître de Conférences B	belabdelouahabf@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BELACHIA	Mouloud	Professeur	belachia@yahoo.fr	Université 8 mai 1945 Guelma	Algérie
BELAL	Tewfik	Maître de Conférences A	tewfik.belal@gmail.com	université d'EL BAYEDH	Algérie
BELAOURA	Mebarek	Maître de Conférences A	belaoura@gmail.com	École Nationale Supérieure des Travaux Publics	Algérie
BELARBI	Abdeldjalil		belarbi@uh.edu	Université d'Houston	USA
BELARBI	Rafik	Professeur	rbelarbi@univ-lr.fr rafik.belarbi@univ-lr.fr	Université de La Rochelle	France
BENAHMED	Baizid	Maître de Conférences A	benhamed,tp@gmail.com	université ZIANE Achour de Djelfa	Algérie
BENANANE	Abdelkader	Professeur	abdelkaderbenanane@yahoo.fr	Université de Mostaganem	Algérie

BENCHEIKH	Messaouda	Docteur	bencheikh2005@yahoo.fr	Université de Guelma	Algérie
BENMOUSSA	Samir	PhD Eng.	s.benmoussa@univ-batna2.dz	Université de Batna 2	Algérie
BERRABAH	Hamza Madjid	Maître de Conférences A	b_hamza_2005@yahoo.fr	Centre Universitaire Ahmed ZABANA de Relizane	Algérie
BOUAFIA	Ali	Professeur	bouafia1@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, Blida	Algérie
BOUBAKOUR	Farés	Professeur	fares.boubakour@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, Blida	Algérie
BOUCHAIR	Abdelhamid	Professeur	hamid.bouchair@gmail.com	Université de Clermont Ferrand	France
BOUDERBA	Bachir	Docteur	bouderbabachir38@yahoo.fr	Centre Universitaire de Tissemsilt	Algérie
BOUFARH	Rafik	Maître de Conférences A	rafik.boufarh@univ-tebessa.dz	Université de Tébessa	Algérie
BOUHADAD			bouhadad_y@yahoo.com	Centre national de recherche appliquée en génie	
BOUKHATEM	Ghania	Docteur	gboukhatem3@yahoo.fr	Université d'Annaba	Algérie
BOURAHLA	Noureddine	Professeur	nedbourahla@gmail.com	École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger	Algérie
BOURDIM	Sidi Mohammed El-	Maître de Conférences A	bourdim80@yahoo.fr	Université de Mostaganem A. Ibn Badis	Algérie
BOUROKBA MRABE	Souad Amel	Maître de Conférences A	sa_bourok@yahoo.fr	Université des sciences et technologie Mohamed Boudiaf	Algérie
BOURZAM	Abdelhakim	Professeur	bourzam@gmail.com	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
BOUREZANE	Messoud	Professeur	mess.bourezane@univbiskra.dz	Université Mohamed Khider de Biskra	Algérie
BOUTAGHANE	Hamouda	Professeur	boutaghane.hamouda@gmail.com	Université Badj Mokhtar Annaba	Algérie
BOUZERD	Hamoudi	Professeur	Bib_ham@yahoo.fr	Université 8 Mai 1945 Guelma	Algérie
BRANCI	Taib	Maître de Conférences A	brancit@yahoo.fr	Université Hassiba Benbouali-Chlef	Algérie
BRARA	Ahmed	Docteur, Directeur de recherche	brahm3258@yahoo.com	CNERIB	Algérie
CHAFFAI	Hicham	Professeur	hichamchaffai@yahoo.fr	Université Badji Mokhtar Annaba	Algérie
CHAIID	Rabah	Professeur	r.chaid@univ-boumerdes.dz	Université M'Hamed Bougara Boumerdès	Algérie
CIUTINA	Adrian	Professeur	adrian.ciutina@ct.upt.ro	Université Politehnica Timisoara	Roumanie
DAVENNE	Luc	Professeur	luc.davenne@u-paris10.fr	Université Paris Nanterre	France
DERRICHE	Zohra	Professeur	zohra_derriche@yahoo.com	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
DJELAL	Chafika	Professeur	chafika.dantec@univ-artois.fr	Université Artois	France
DJIDEL	Mohamed	Professeur	djidelm@yahoo.fr	Université Kasdi Merbah Ouargla	Algérie
DJILALI	Ammar-Bouzid	Professeur	d_amarbouzid@yahoo.fr	Université de Blida	Algérie
FAKHER	Hamrouni	Maître Assistant	fakher.hamrouni@gmail.com	Institut Supérieur des Sciences Appliquées et de Technolo	Tunisie
FEDGHOUCHE	Ferhat	Professeur	f.fedghouche@enstp.edu.dz ferfed2002@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
FEZZIOUI	Naïma	Maître de Conférences A	naifez@gmail.com	Université Tahri Mohammed Béchar	Algérie
GHERBOUDJ	Faouzi	Maître de Recherche	gherboudj_faouzi@yahoo.fr	CGS	Algérie
GUERAICHE	Larbi	Maître de Conférences A	gueraiche.larbi@gmail.com	Université de Jijel	Algérie
GHERNOUTI	Youcef	Professeur	y.ghernouti@univ-boumerdes.dz	Université M'hamed Bougara de Boumerdes UMBB	Algérie

GHORAB	Hanaa Youcef	Professeur	h_ghorab@hotmail.com	Helwan	Egypte
HACHICHI	Abdelkader	Professeur	hachichi_geotech@yahoo.fr	Université des sciences et de la technologie d'Oran Moha	Algérie
HADADI	Smail	Professeur	smail_haddadi@yahoo.fr	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
HADJ MOSTEFA	Adda	Maître de Conférences A	addahadjmostefa@yahoo.fr	université de Relizane	Algérie
HADID	Mohamed	Professeur	hadid_mohamed2003@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics	Algérie
				Francis Jeanson	
HASBAIA	Mahmoud	Professeur	mahmoud.hasbaia@univ-msila.dz	Université de M'sila	Algérie
HARICHANE	Zamila	Professeur	zharichane@gmail.com	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Algérie
HIMOURI	Slimane	Professeur	himourislimane@hotmail.com	Université de Mostaganem	Algérie
HOUARI	Hacene	Professeur	hhouarilmcd@yahoo.fr	Université de Constantine, LMDC	Algérie
HOUICHI	Larbi	Professeur	houchilarbi@yahoo.fr	Université Batna2	Algérie
HOUMADI	Youcef	Professeur	houmadiyoucef@yahoo.fr	Université Belhadj Bouchaib de Ain Témouchent	Algérie
KARECH	Toufik	Professeur	karech@hotmail.com	Université Batna 2	Algérie
KASSOUL	Amar	Professeur	amarkassoul@gmail.com	Université Hassiba Benbouali-Chlef	Algérie
KAID	Nouria	Maître de Conférences A	n.kaidustomb@gmail.com	Université des Sciences et de la Technologie Mohamed B	Algérie
KAZE	Rodrigue Cyriaque	Ph.D	kazerodrigue@gmail.com	University of Yaoundé	Cameroon
KHEDIMALLAH	Abderrahmane	Docteur	a,khedimallah@ensh.dz	École nationale supérieure d'hydraulique de Blida	Algérie
KEHILA	Fouad	Maître de recherche (classe A	fouad,kehila@gmail.com	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasi	Algérie
KHEMISSA	Mohamed	Professeur	khemissa_mohamed@yahoo.fr	Université de M'sila	Algérie
KHELIDJ	Abdelhafid	Professeur	abdelhafid.khelidj@univ-nantes.fr	Université de Nantes	France
KIBBOUA	Abderrahmane	Directeur de recherche	akibboua@cgs-dz.org	Centre National de Recherche Appliquée en Génie	Algérie
				Parasismique (CGS)	
LACHEMI	Mohamed	Professeur	mlachemi@ryerson.ca	Ryerson University, Toronto	Canada
LAOUACHRIA	Farés	Professeur	fares.laouachria@gmail.com	Université Badji Mokhtar d'Annaba	Algérie
LOUZAI	Amar	Maître de Conférences A	amar.louzai@yahoo.fr	Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou	Algérie
MACHANE	Djamel	Directeur de recherche	machanedjamel@yahoo.fr	Centre National de Recherche Appliquée en Génie	Algérie
MASTERE	Mohamed	Professeur	mohamed.mastere@gmail.com	Université Mohamed V, Rabat	Maroc
MEDDAH	Mohammed	PhD, Associate professor	seddikm@squ.edu.om	Engineering Sultan Qaboos University	Sultanate
	Seddik		seddikmm@hotmail.com		of Oman
MEHANI	Youcef	Directeur de Recherche	mehani_youcef@yahoo.com	Centre National de Recherche Appliquée en Génie	Algérie
				Parasismique (CGS)	
MELBOUCI	Bachir	Professeur	melbouci_bachir@mail.ummto.dz	Université Tizi-Ouzou	Algérie
METICHE	Slimane	PhD, Maître de Recherche A	metichesslimane@yahoo.fr Slimane.Metich@USherbrooke.ca	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
MESSAST	Salah	Professeur	s.messast@univ-skikda.dz	Université 20 Août 1955 Skikda	Algérie
MEZHOU	Samy	Maître de conférences A	mezhoud.sami@umc.edu.dz	Université des frères Mentouri Constantine.	Algérie

MEZOUAR	Nourredine	PhD, Maître de Recherche A	mezouer_n@yahoo.fr	CGS	Algérie
MOKHTARI	Abderahmane	Professeur	am_mokhtari@yahoo.fr	Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf, Oran	Algérie
MIMOUNE	Mostafa	Professeur	mmimoune@gmail.com	Université des frères Mentouri Constantine 1.	Algérie
NECHNECH	Ammar	Professeur	nechnech_a@yahoo.fr	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
NACERI	Abdelghani	Professeur	abdelghani.naceri@univ-msila.dz	Université Mohamed Boudiaf de M'Sila	Algérie
NOUR	Ali	Professeur Associé	ali.nour@polymtl.ca	École Polytechnique Montréal	Canada
OUDJIT	Mohamed-Nadjib	Professeur	mohnadoubj@yahoo.fr	Université H. Boumediene USTHB, Alger	Algérie
OUANANI	Mouloud	Maître de Conférences A	mouloud.ouanani@g.enp.edu.dz	Université de Djelfa	Algérie
PEssel	Marc	Professeur	marc.pessel@u-psud.fr	Université Paris-Sud	France
RAHMOUNI	Zine El Abidine	Professeur	zineelabidine.rahmouni@univ-belgacem.redhaounia@yahoo.fr	Université Mohamed Boudiaf de M'Sila	Algérie
REDHAOUNIA	Belgacem	Professeur		Water Researches and Technologies Center	Tunisie
REMKI	Mustapha	Maître de recherche (classe A)	musremki@gmail.com	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasit	Algérie
ROUAZ	Idriss	Maître de recherche (classe A)	rouaz.idriss@gmail.com	Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Batiment (CNERIB)	Algérie
SAHEL	Djamel	Maître de conférences B	djamel_sahel@ymail.com	Université Amar Telidji Laghouat	Algérie
SALHI	Mohamed	Docteur	salhi8@yahoo.fr	Centre Universitaire Ahmed ZABANA de Relizane	Algérie
SBARTAI	Badreddine	Professeur	badreddine.sbartai@univ-seghir.a@gmail.com	Université Badji Mokhtar – de Annaba	Algérie
SEGHIR	Abdelghani	Maître de Conférences A		Université Abderrahmane Mira, de Béjaïa	Algérie
TAGNIT-HAMOU	Arezki	Professeur	arezki.tagnit-hamou@usherbrooke.ca	Université de Sherbrooke, Québec	Canada
TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur	atahakourt@yahoo.fr	Université de BEJAIA	Algérie
TAHAR BERRABAH	Amina	Docteur	a.taharberrabah@gmail.com	Université Belhadj Bouchaib de Ain Témouchent	Algérie
TAHLAITI	Mahfoud	Professeur	mahfoud.tahlaiti@gmail.com	Université de Nantes	France
TAIBI	Habib	Maître de Recherche A	taibihabib@ymail.com	Centre des Techniques Spatiales	Algérie
TALA IGHIL	Nacer	Directeur de recherche	n.tala-ighil@crti.dz	Centre de recherche en technologies industrielles	Algérie
TAKI	Mohamed	Professeur	atik_med@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
TEGGAR	Mohamed	Professeur	m.teggar@lagh-univ.dz	Université Amar Telidji, Laghouat	Algérie
ZEGHICHI	Leila	Professeur	zeghichi2004@yahoo.fr	Université Mohamed Khider de Biskra	Algérie
ZOURGUI	Nadjib Hemaïdi	Maître de conférences B	Zourgui2004@gmail.com	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Je	Algérie

SOMMAIRE

RATIAT Abdelkader, HADDAD Ali

**THE EFFECT OF SOLID DISCHARGE ON THE OPERATIONAL SUSTAINABILITY
OF THE ADJA PUMPING STATION (KHEMIS MILIANA, ALGERIA).....01**

AIT BELKACEM Mounir, YOUSFI Nacim

**DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES DES
STRUCTURES EXISTANTES EN BÉTON ARMÉ.....08**

HELLAL SFAKSI Ourida, MECHICHE Mohand Oussalem

**STUDY OF THE BEHAVIOR FACTOR OF STEEL STRUCTURES BRACED BY
CENTERED BARS18**

YOUSFI Nacim, AIT BELKACEM Mounir, BENSAIBI Mahmoud, GUESSOUM Nabila

**EMPIRICAL VULNERABILITY INDEX ASSESSMENT OF STRENGTHENED
MASONRY STRUCTURES: CASE STUDY OF ALGIERS CITY.....23**

ZHONG Huaxiang, HE Xu, LI Guangyun

NOTE D'INFORMATION TECHNIQUE

**TECHNIQUES DE LEVÉ DE CONTRÔLE DES TUNNELS APPLIQUÉES SUR LE
PROJET « DÉDOUBLEMENT DE LA RN 01 ENTRE LA CHIFFA ET
BERROUAGHIA SUR 53 KM ».....33**

EFFET DU DÉBIT SOLIDE SUR LA DURABILITÉ D'EXPLOITATION DE LA STATION DE POMPAGE DE ADJA (KHEMIS MILIANA, ALGÉRIE)

THE EFFECT OF SOLID DISCHARGE ON THE OPERATIONAL SUSTAINABILITY OF THE ADJA PUMPING STATION (KHEMIS MILIANA, ALGERIA)

Réception : 23/12/2023

Acceptation : 02/02/2024

Publication : 13/06/2024

RATIAT Abdelkader¹, HADDAD Ali²

¹ Département of agronomic Sciences, University Djillali Bounaama, Khemis Miliana, 44225 Algeria, a.ratiat@univ-dbkm.dz

² Laboratory of Protection and Preservation of Water Resources, Department of Water Sciences and Environment, Faculty of Technology, Blida 1 University, 9000 Blida Algeria, haddad.ali.hydr@gmail.com

Résumé - L'abrasion de la pompe est sans aucun doute la conséquence la plus sérieuse de l'érosion hydrique. Les effets indésirables de ce phénomène sont nombreux, allant d'une réduction considérable de l'efficacité de la pompe à la dégradation et à la conséquente diminution des performances de la station de pompage, comme c'est le cas de la station Adja située à Khemis Miliana, dans le nord de l'Algérie. Cette étude est basée sur le traitement statique d'un ensemble de données hydrométriques (débit liquide, concentration et débit solide) des deux bassins versants de Deurdeur et Cheliff Harbil, qui se déversent dans la station Adja située à l'entrée du bassin versant de Harreza. Les résultats des données de débit solide et liquide pour les trois bassins versants d'Oued Deurdeur, Cheliff Harbil et Harreza pour la période 1990-2011 ont montré une dispersion considérable. Les coefficients de corrélation ont été acceptables, à l'exception de l'Oued de Cheliff Harbil, en raison des difficultés rencontrées dans la mesure des deux paramètres, le débit liquide et la concentration des sédiments.

Le problème de l'abrasion de la pompe est dû à l'effet des sédiments transportés par le flux de l'oued Chellif, dont l'érosion spécifique a été évaluée à $3,31 \times 10^6$ t/km²/an. Cette valeur est due à plusieurs facteurs tels que l'absence de couverture végétale, la sécheresse et les caractéristiques morphologiques du bassin versant. Afin de minimiser le risque d'abrasion de la pompe, il aurait été nécessaire de construire une digue en amont de la station Adja.

Mots - clés : Abrasion des pompes, Oued Cheliff, Transport solide, Erosion hydrique, Efficacité de la pompe.

Abstract - Pump abrasion is undoubtedly the most serious consequence of water erosion. The adverse effects of this phenomenon are numerous, ranging from a considerable reduction in pump efficiency to degradation and consequent reduction in pumping station performance, as in the case of Adja station located in Khemis Miliana northern Algeria. This study was based on the static processing of hydrometric data sets (liquid flow, concentration, and solid flow) for the two catchments of Deurdeur and Cheliff Harbil, which discharge into the Adja station located at the entrance to the Harreza watershed. The results of the solid and liquid flow data for the three Oued Deurdeur, Cheliff Harbil, and Harreza catchments for the period 1990–2011 have shown considerable dispersion. The correlation coefficients have been acceptable, with the exception of Oued de Cheliff Harbil, which is due to the difficulties encountered in measuring the two parameters, liquid flow and sediment concentration. The problem of pump abrasion is due to the effect of sediment loaded in the flow of the Chellif wadi, whose specific erosion was evaluated at 3.31×10^6 t/km²/year. This value is due to several factors, such as the absence of vegetation cover, drought, and the morphological characteristics of the watershed. In order to minimize the risk of pump abrasion, it will have been necessary to build a river dike upstream of the Adja station.

Keywords: Pump abrasion, Oued Cheliff, solid transport, water erosion, pump efficiency.

1-Introduction

The presence of solid particles in water can accelerate wear and tear on pumps and other equipment, reducing their lifespan and increasing replacement costs [1]. The transport of solid materials in Algeria has been the subject of several studies. It is very high in Algerian rivers, but it is not well quantified in certain areas due to the absence or lack of monitoring equipment [2]. One study used statistical modeling based on liquid flows to estimate solid transport in the Oued Mekerra catchment in Algeria [3]. Another study focused on quantifying solid transport in the Chellif catchment in Algeria using statistical approaches and a calibration-validation model [4]. Sediment accumulation in Algerian dams is a growing concern, with over 650 million cubic meters of sediment deposited in more than 110 Algerian dams [2]. Quantifying solid transport in a river involves estimating the amount of sediment transported by the river. Various methods can be used to estimate this, including statistical analysis, fuzzy logic, and graphical analysis. Several examples can be cited, such as the quantification of suspended solid transport in the Labiod River in Algeria and its impact on the silting of the Foum El Gherza dam [5]. A new method for estimating suspended sediment flows at an Algerian dam (Beni Amrane dam) based on fuzzy logic [6]. In this paper, we will examine the impact of solid transport on the operation of the Adja pumping station in Khemis Miliana by analyzing the effect of sediments on pump abrasion.

2- Material And Methods

Khemis Miliana is located 145 kilometres south-west of Algiers, between $36^{\circ} 15' 55''$ north and $1^{\circ} 58' 13''$ east, and serves as a relay zone between east and west, north and south.



Figure 1: Zone d'étude

Figure 1: Study Area

2.1 Data acquisition and methodology

There are five (5) hydrometric stations spread over all the sub-catchment areas of the Upper Cheliff, with hydrometric time series varying between 1990 and 2011.

Tableau 1: Bassin versant de haut Cheliff

Table 1: Watershed of upper Cheliff

Catchment	code of sub-catchment	Sub-catchment	Area (Km ²)
Upper Cheliff	0114	Oued Cheliff Ghrib	1383.69
	0115	Oued Cheliff Harbil	767.29
	0116	Oued Deurdeur	857.64
	0117	Oued Harreza Cheliff	743.97
	0119	Oued Zeddine Rouina	898.54

The Tab.1 gives information on the sub-catchments concerned by the study.

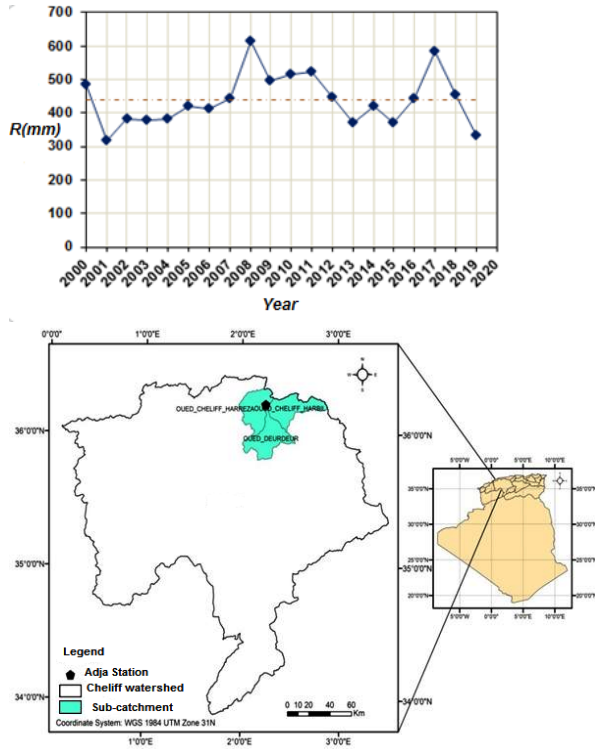


Figure 2: Variation des précipitations annuelles (2000-2019)

Figure 2: Variation in annual rainfall (2000-2019)

The Fig.2 represents averages over a 19-year period for the El Khemis station. The rainiest year at the Khemis Miliana station is 2008, while the driest year is 2001.

The basic data available are the average annual liquid flows in (m³/s), and the average annual concentrations of suspended sediments in (g/l) collected on the Oued de Deurdeur at the hydrometric station under the code (011601) and the Oued de Cheliff Harbil (station 01154), by the National Water Resources Agency [7] of Blida. This database covers the period from 1990/91 to 2010/11, i.e. 21 years for the pairs (liquid flows Q_l - suspended sediment concentrations C). The choice of this period was guided by data requirements linked to the hydrometric station, which has been shut down since 2011.

The average suspended sediment flow Q_s through an average flow section is calculated as the product of the average suspended sediment concentration C_s and the average liquid flow Q over a given period of time:

$$Q_s = C_s * Q_l \quad (1)$$

The suspended sediment concentration C_s and the liquid flow rate generally evolve according to a power model $Y = aX^b$ [8][9][10].

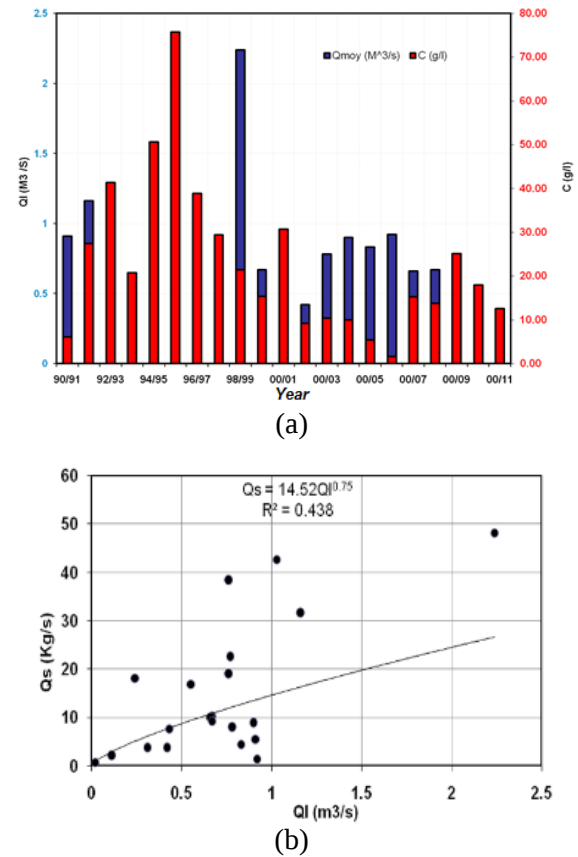


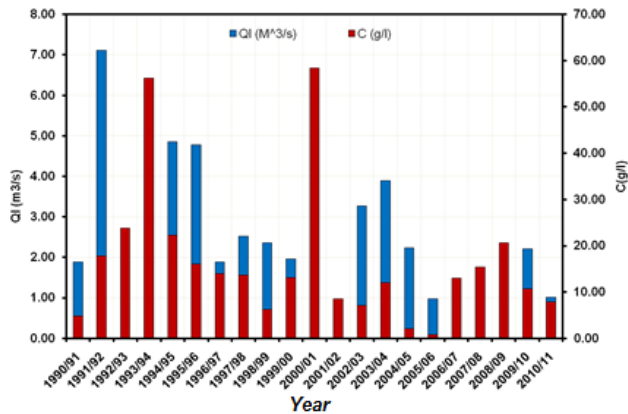
Figure 3: a) Variation des concentrations en fonction des débits liquides dans l'oued Deurdeur ; b) Relation entre les débits solides et les débits liquides sur l'oued Deurdeur.

Figure 3: a) Variation in concentrations with liquid flow rates in the Deurdeur wadi; b) Relationship between solid flows and liquid flows on the Deurdeur wadi

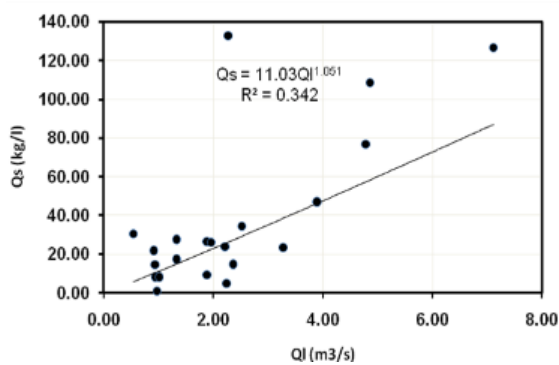
Fig. 3.a) shows that the concentration of sediments over the period 1990-2011 is considerable, especially in 1995 with a value of 75.67 g/l. This concentration is due to the absence of vegetation cover over the entire of watershed.

A statistical study showed that the points obtained could be reasonably fitted by a power law, with a correlation coefficient $R^2 = 0.438$. The equation is as follows:

$$Q_s = 14.52Q_l^{0.75} \quad (2)$$



(a)



(b)

Figure 4: a) Variation des concentrations en fonction des débits liquides dans l'oued Chellif Harbil ; b) Relation entre les débits solides et les débits liquides sur l'oued Chellif Harbil.

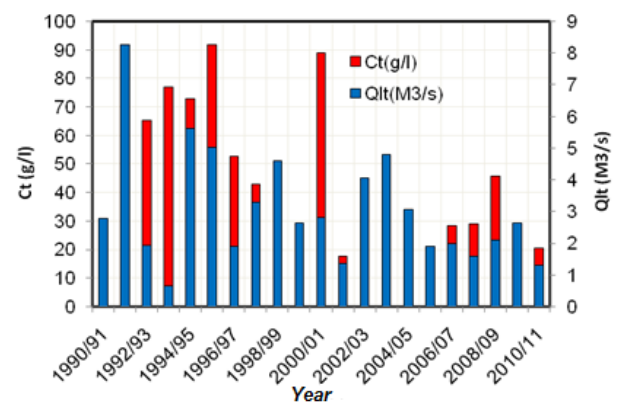
Figure 4: a) Variation in concentrations with liquid flow rates in the Chellif Harbil wadi; b) Relationship between solid flows and liquid flows on the Chellif Harbil wadi

Fig 4.a) shows a rather low concentration compared to Deurdeur, where the year 2001 was recorded at 58.38 g/l, although this year was considered the worst. It should be noted that the vegetation cover better protects the watershed than the Deurdeur watershed, where the relationship between Q_s and Q_l best explains the case.

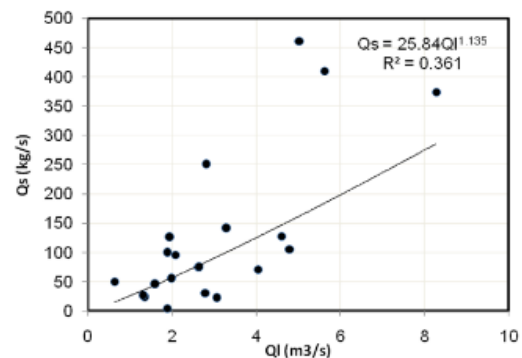


Figure 5: Le point de rencontre de l'Oued Deurdeur avec l'Oued Chellif

Figure 5: The meeting point of Oued Deurdeur with Oued Chellif



(a)



(b)

Figure 6: a) Variation des concentrations en fonction des débits liquides dans l'oued Chelliff ; b) Relation entre les débits solides et les débits liquides sur l'oued Chelliff.

Figure 6: a) Variation in concentrations with liquid flow rates in the Chelliff wadi; b) Relationship between solid flows and liquid flows on the Chelliff wadi

The two wadis discharge into the Adja station Fig.5, i.e. a high sediment concentration and consequently a high solids flow, which has an impact on the performance of the station itself. Two high C values have been recorded, the first in 1995 with a value of 91.68 g/l, corresponding to a liquid flow of 5.02 m³/s.

The second was in 2001, with a value of 89.11 g/l, corresponding to a very low flow of 2.82 m³/s, which coincided with the drought period.

We quantified the total solid transport Q_{ST} , at the Adja station, which represents the sum of the annual suspended solid transport Q_s and the solid transport by scour G_s , over the period from 1990 to 2011 (table in Appendices). Carriage was taken to be equal to 34% of the suspended solid flow [11].

Evaluating the rate of erosion

Annual surface degradation is the total solid load, accumulated over one year, divided by the surface area of the contributing catchment:

$$E_s = \frac{A_s}{A} \quad (3)$$

With: E_s annual surface degradation (t.km⁻².an⁻¹), A_s annual solid input in tones (t) and A catchment area in (km²).

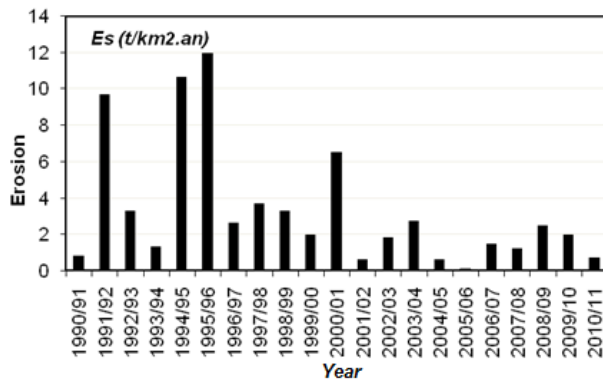


Figure 5: Variation annuelle de l'érosion spécifique

Figure 5: Annual variation in specific erosion

2.2 Effect of specific erosion in the abrasion of pumps at the Adja station

According to the data provided by ANRH for the year 2011, we estimate that the data between 2011 and 2019 correspond to an average erosion rate estimated at 1.41.10⁶ t/km².year.

2.3 Specific erosion rate

Evaluation of the erosion rate over the period 1990-2011 gave an annual average of around 3.43 Mm³. This monstrous quantity can cause abrasion to incoming pumps as it passes directly through the station during the entire flood period.

The absence of measurements from 2011 to the present has forced us to estimate an average of 1.41T/ km².year.

The great risk of erosion in suspension in the abrasion of the pumps, in particular the impellers, which are confronted by the high speed of the water current loaded with solid particles, something that reduces the lifespan of these pumps, as in the case of the four pumps that are at a standstill to date shown in Fig. 7. The non-operation of these pumps is considered an economic loss and has repercussions on the performance of the station itself.

This situation presents the operator with a problem that degrades the pumps and affects their performance. This scourge requires a solution to protect these pumps against the phenomenon of abrasion.

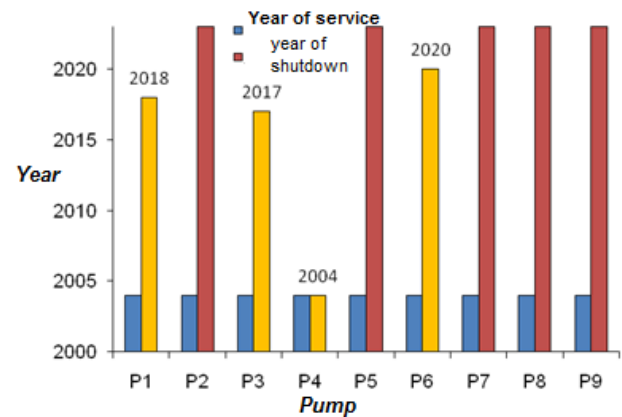


Figure7: État des pompes

Figure7: Pumps status

3- Discussions

Plotting the solid and liquid flow data for the three catchment areas of Oued Deurdeur, Cheliff Harbil and Harreza for the period 1990-2011 shows considerable dispersion.

From Figures 2.a), 3.a), and 5.a), the correlation coefficients [$R = \sqrt{R^2}$] are respectively: 0.66; 0.58; 0.60.

From these correlation coefficients, we can see that there is a considerable correlation between the solid flow and the liquid flow, except for the value for the Cheliff Harbil basin, which shows a correlation of 0.58. This value would mean that it is difficult to measure the two parameters in this basin.

The correlation between solid and liquid flow is obscured by the sudden influx of sediment caused by occasional rainfall during dry periods and by the first outbreaks [12].

4-Conclusion

This study consisted of a diagnostic study of the Adja water pumping station, located in Khemis Miliana, Algeria. The aim was to identify the station's hydraulic and technical problems and propose solutions to improve its performance. It was found that there was a wide dispersion of data on solid and liquid flows in the surrounding catchment areas. Solid transport in Wadi Chellif, at the entrance to the station, was estimated at 3.31×10^6 t/km²/year for the period 1990–2011. This is due to various factors, such as the lack of vegetation cover and the morphological characteristics of the catchment. To mitigate the risks associated with solid transport, we have recommended the use of filter screens, regular pump maintenance, and the construction of a river embankment upstream of the station. Further research is needed to better quantify and understand solid transport in Algerian rivers. In conclusion, appropriate measures are essential to protect pumping stations and ensure their smooth operation.

Acknowledgment

We would like to thank the technicians from the National Water Resources Agency (ANRH) for their help.

References

- [1] Hannouche, A., Analysis of solid transport in unit sanitation network by rain time: exploitation of data acquired by the French observatories in urban hydrology (Doctoral dissertation, Paris-Est University), 2012.
- [2] Bouchelkia, H., and Remini, B.B., Quantification of solid transport in the Algeria's Chellif watershed, 2003.
- [3] Cherif, E. A., Errih, M., and Cherif, H. M.. Statistical modeling of the solid transport of the outflow basin of the Oued Mekerra (Algeria) in the Mediterranean semi-arid zone. *Hydrological Sciences Journal*, 54(2), 338-348, 2009.
- [4] Meddi, M. *Contribution to the study of solid transport in northern Algeria*. LARHYSS Journal P-ISSN 1112-3680/E-ISNS 2521-9782, (24), 315-336, 2015.
- [5] Fartas, F., Marouf, N., and Remini, B., Quantification of suspended solid transport in labiod owed-consequence on the packaging of the foam dam el gherza (Algeria), 2016.
- [6] Lekfir, A., Ali, T. B., and Dechemi, N., Quantification of solid transport by the blurred technique, applied to the dam of Beni Amrane (Algeria). *Journal of Water Sciences*, 19(3), 247-257, 2006.
- [7] Anrh. National Water Resources Agency, 2023.
- [8] Wood P.A., Sediment transport in the Hope River, Jamaïca. A tropical basin drainage characterized by seasonal flow. *Proc. Symposium. IAHS Publications* 122, 149-256, 1977.
- [9] Walling D.E., Webb D.W., *The reliability of suspended sediment load data*. Erosion and sediment transport measurement, Proceedings of the Florence Symposium, Florence, IAHS Publications 133,177-194, 1981.
- [10] Etchanchu D., Probst J.L., Erosion and transportation of suspended material in a pool spilling in an agricultural area. Method of measurement of surface drainage, its load and



the two components of solid transport in a stream, Accounts of the Academy of Sciences. Paris, flight. 17, 1063-1068, 1986.

- [11] Meguenni K., Contribution to the study of the charriage and its impact on the assessment of the abrasion rate of the Harreza oak basin. Master's degree, Department of Rural Engineering, University of Blida, June, 96p, 2002.
- [12] Benkhaled A., contribution to the study of solid transport in suspension, Ouahrane oued basin, Cheliff-Zahrez hydrographic bassin, doctoral thesis in sciences, p.175, 2006.

DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES DES STRUCTURES EXISTANTES EN BÉTON ARMÉ

DETERMINATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF EXISTING RC STRUCTURES

Réception : 07/03/2024

Acceptation : 24/04/2024

Publication : 13/06/2024

AIT BELKACEM Mounir¹ et YOUSFI Nacim²,¹ National Earthquake Engineering Research Centre (CGS), Algiers, Algeria, E-mail: ait_belkacem1@yahoo.fr² National Earthquake Engineering Research Centre (CGS), Algiers, Algeria, E-mail: nacim_yousfi@hotmail.fr

Résumé- L'objectif de ce travail est d'identifier expérimentalement et numériquement les propriétés dynamiques d'une structure existante en béton armé. Ces résultats serviront de référence pour le suivi du comportement futur de la structure. Un modèle numérique en éléments finis est élaboré pour déterminer les périodes et modes propres de la structure et les comparer avec ceux déterminés par les essais de vibrations ambiantes. De plus, l'importance de l'effet du remplissage en maçonnerie sur les caractéristiques modales de la structure est prise en compte et sa contribution dans la rigidité de la structure est mise en évidence.

Mots - clés : Propriétés Dynamiques, Éléments Finis, Vibrations Ambiantes

Abstract- The aim of this work is to identify experimentally and numerically the dynamic properties of an existing reinforced concrete structure. These results will also serve as a reference for monitoring the future performance of the structure. A numerical finite element model is developed to determine the structure's periods and modes and compare them with those determined by ambient vibration tests. Furthermore, the influence of masonry infill on the structural modal characteristics is considered, emphasizing its contribution to the building's stiffness.

Keywords: Dynamic Properties, Finite Element, Ambient Vibration

1-Introduction

La détermination des caractéristiques dynamiques du bâti existant est liée à la nécessité d'identifier d'éventuelles anomalies structurelles afin de le mettre en conformité avec la réglementation sismique en vigueur, ce qui est un enjeu majeur pour la prévention et la réduction du risque sismique. Pour ce faire, les tests de vibrations ambiantes sont largement utilisés pour l'identification des paramètres dynamiques élastiques des structures, sous forme de fréquences de vibration, d'amortissement et de modes de déformation. Durant les années 30, de nombreuses mesures ont été effectuées sur le bâti californien et une relation entre la hauteur et la période de vibration des bâtiments a été proposée et par la suite introduite dans les codes parasismiques [1]. A partir des années 70, il y a eu de nombreux tests et études qui sont résumés par Ivanovic et al. (2000) [2] ainsi que plusieurs autres travaux

récents qui traitent des analyses de la vulnérabilité des bâtiments existants [3-7].

Pour les structures testées avec les vibrations ambiantes, les points suivants sont abordés. En premier, les fréquences de vibration sont analysées en prenant en compte leur relation étroite avec la hauteur, les matériaux de construction et la géométrie de la structure [8-9]. Le retour d'expérience montre que ces fréquences sont sensibles à la non-linéarité ou à l'endommagement de la structure qui traduit les changements de ces propriétés. [10-12].

En second, les déformations de la structure sous sollicitations sismiques qui sont sensibles à la localisation des zones d'endommagement et à la modification des propriétés de la structure sont caractérisées sous forme de déformés modales grâce à plusieurs techniques de traitement du signal [13-17]. Quant à l'amortissement, paramètre représentant la dissipation d'énergie de la structure, ce dernier est pris égal à 5% pour les spectres de réponse réglementaires.

Néanmoins, le retour d'expérience montre que dans les structures existantes, sa valeur est autour de 1% pour les bâtiments élevés de plus de 10 étages. Au final, les changements dans la structure sont identifiés et quantifiés, suite à des travaux, après un événement sismique, ou bien dans le cadre d'un suivi temporel de la structure (Structural health monitoring).

Dans ce travail, les caractéristiques structurelles sont d'abord identifiées et un modèle numérique en éléments finis est élaboré en introduisant les caractéristiques mécaniques des éléments structuraux obtenues à partir des essais non destructifs (scléromètre et ultrasons).

Ensuite, des tests de vibrations ambiantes sont effectués et les paramètres dynamiques sont identifiés et comparés avec ceux obtenus numériquement.

Enfin, l'effet de la maçonnerie de remplissage sur le comportement sismique de la structure est mis en évidence avec l'introduction de la maçonnerie dans le modèle numérique de la structure avec une comparaison avec les résultats expérimentaux.

2- Description de l'ouvrage

2.1- Structure de la construction

L'ouvrage est une construction à usage d'habitation composée d'un entre-sol, un RDC et six étages. La configuration en plan est en forme de U considérée comme forme irrégulière d'après les critères du RPA 99 v.2003. La structure est en portiques en béton armé auto-stables dans les deux directions, avec des planchers en dalles pleines nervurées. Le plancher de la cour est en dalle pleine nervurée en béton armé coulée sur place posée sur des poutres en béton armé. Les murs en maçonnerie sont à base de briques rouges enduites d'un mortier de ciment.

La disposition des poteaux est relativement uniforme reliés par des poutres formant une grille assez dense procurant ainsi une bonne rigidité en plan (Fig.1). De même, la distribution des éléments non structuraux en maçonnerie est assez uniforme.

En élévation, l'immeuble en question ne présente aucun décrochement.

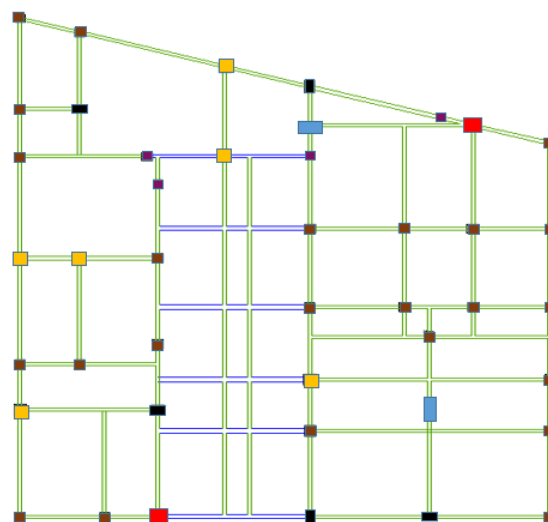


Figure 1 : Plan de coffrage du plancher.

Figure 1: Floor Formwork drawing.

2.2- Dimensions des éléments structuraux

Les dimensions des éléments structuraux sont les suivantes :

- dimensions des poteaux

- Poteaux (couleur bleu).....35 x 85 cm²
- Poteaux (couleur rouge).....50 x 60 cm²
- Poteaux (couleur jaune).....50 x 50 cm²
- Poteaux (couleur noir).....50 x 40 cm²
- Poteaux (couleur marron).....40 x 40 cm²
- Poteaux (couleur violet).....30 x 30 cm²

- dimensions des poutres

- Poutres15 x 60 cm²
- Poutres20 x 60 cm²
- Nervures 7 x 30 cm²

- plancher

- dalle pleine.....10 cm

3- Modélisation de la structure

Tenant compte des caractéristiques structurelles identifiées, un modèle de calcul tridimensionnel simple en éléments finis est élaboré pour déterminer les périodes et modes propres de la structure et les comparer avec ceux déterminés par les essais de vibrations ambiantes.

En utilisant le logiciel de calcul numérique « SAP 2000 », les éléments poteaux, poutres et nervures sont modélisés par des éléments « frames » et les dalles par les éléments « shell ». Les levés en plan et en élévation ont été utilisés pour introduire les caractéristiques géométriques globales de la structure.

Les caractéristiques mécaniques des éléments structuraux de la construction ont été obtenues à partir d'essais non destructifs (essais au scléromètre et ultrasons), avec une valeur moyenne de la contrainte caractéristique de compression à 28 jours de 25 MPa.

Les charges permanentes ont été évaluées sur la base d'un poids volumique moyen estimé à 2500 kg/m³. Les surcharges d'exploitation ont été prises égales à 150 kg/m² conformément au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2).

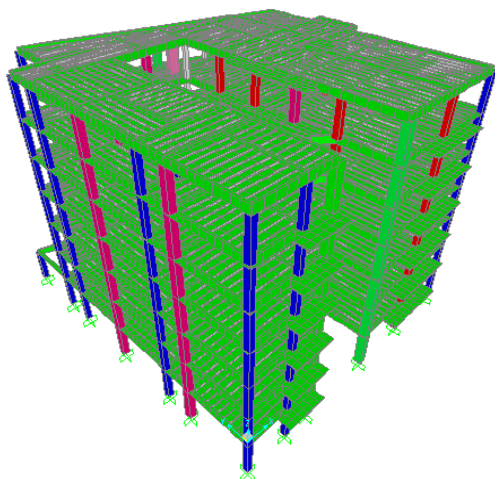


Figure 2 : Modèle numérique 3D

Figure 2: Numerical model

3.1- Spectre de calcul

On introduit les paramètres du spectre de réponse de calcul correspondant à la structure conformément au règlement parasismique Algérien RPA99 (Révision 2003).

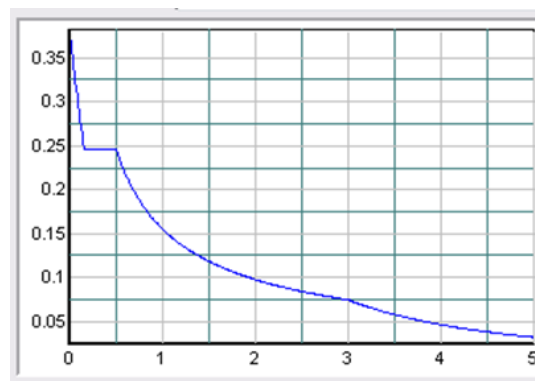


Figure 3 : Spectre de réponse.

Figure 3 : Response spectrum

3.2- Résultats de l'étude modale analytique

Les périodes propres de vibration sont données sur le tableau suivant. On note que les deux premiers modes sont des modes latéraux selon l'axe x et y.

Tableau 1 : Périodes et fréquences numérique de la structure

Table 1 : Numerical periods and frequencies

Modes	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	UX (%)	UY (%)
Mode 1	0.756	1.32	66.09	0.69
Mode 2	0.683	1.46	0.14	80.02
Mode 3	0.632	1.58	14.3	0.80

Les taux de participation massique montrent que la réponse sismique sera dominée par les modes fondamentaux selon les directions X et Y. Le troisième mode est un mode de torsion couplé essentiellement selon la direction transversale (taux selon Ux = 14%).

4- Tests des vibrations ambiantes

4.1- Description de l'instrumentation (city-shark)

a) Station d'acquisition

L'équipement utilisé est une station City-Shark-II doté d'un seul capteur d'enregistrement de vitesses selon les trois composantes (Nord, Est et Verticale). La durée des différents

enregistrements a été fixée à 5 min. avec un taux d'échantillonnage de 100 Hz. Des manipulations préliminaires ont été effectuées dans le but de parvenir à un calibrage optimal des capteurs. En raison du caractère aléatoire de l'excitation (vent, micro-vibrations), l'amplitude du signal enregistré peut varier considérablement. Le réglage du gain permet d'obtenir un signal exploitable et non saturé.

08 points de mesure ont été choisis pour effectuer les enregistrements permettant de déterminer les fréquences propres de la structure.

b) Capteur de vitesse (Le3Dlite)

Le sismomètre utilisé pour évaluer les caractéristiques dynamiques expérimentales de l'ouvrage en question est un capteur de vitesse de type Lennartz électronique à 3 composantes (Le3Dlite) caractérisé par une fréquence naturelle de 1.0Hz. Ce capteur est utilisé pour enregistrer la réponse d'une structure en signaux de faibles amplitudes dus au vent, circulation, les micro-vibrations autour et au alentour d'un ouvrage, etc. Ce type de sismomètre est adapté aux ouvrages de génie civil ainsi qu'aux essais sur le sol (études de H/V).

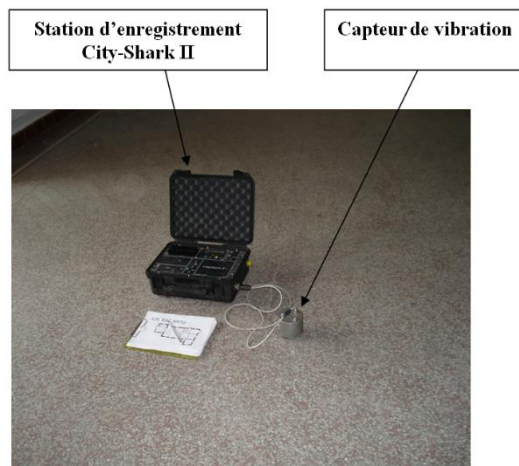


Figure 4 : Appareillage d'enregistrement des vibrations ambiantes

Figure 4 : Ambient vibration measurement equipment

c) Logiciel d'acquisition et de traitement

Le Logiciel ReadCity est utilisé pour récupérer les données des signaux enregistrés contenues sur la carte PCMCIA. Les fichiers récupérés contiennent toutes les informations des signaux enregistrés. Ces derniers sont donnés par des vitesses en fonction du temps. La durée d'enregistrement des signaux prise pour cette étude est de l'ordre de 5 mn.

Le logiciel Geopsy «Geophysical Signal Database For Noise Array Processing» a été développé spécialement pour la lecture et le traitement des signaux enregistrés par le matériel CityShark (Fig.5).

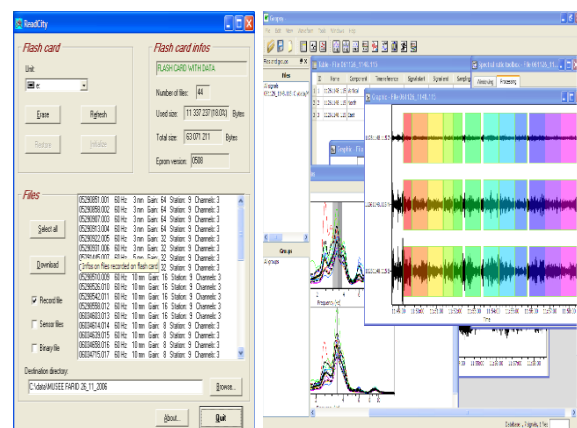


Figure 5 : Logiciels d'acquisition City-shark & de traitement des signaux Geopsy.

Figure 5 : Acquisition software City-shark & signal processing Geopsy.

4.2- Procédure des tests de vibrations ambiantes

La procédure de réalisation des essais de vibrations ambiantes sur l'ouvrage en question se résume comme suit :

- Essais préliminaires et préparation du schéma d'instrumentation ;
- Enregistrement des réponses de la structure par le CityShark II ;
- Traitement des signaux enregistrés par le logiciel Geopsy ;
- Identification des fréquences propres de vibrations expérimentales ;
- Identification de l'amortissement pour les modes de vibrations fondamentaux.

a) Essais préliminaires et schéma d'instrumentation

Le choix du schéma d'instrumentation est très important pour l'optimisation des essais et éventuellement l'identification des modes de vibrations expérimentaux, surtout dans le cas d'ouvrages ayant une géométrie complexe et initialement un comportement dynamique inconnu. C'est précisément le cas de notre étude. L'analyse modale préliminaire consiste à élaborer un modèle numérique d'éléments finis plus ou moins conforme à la structure réelle existante et faire un calcul modal préliminaire dans le but de connaître la forme analytique de chaque mode de vibration. Les capteurs (géophones) doivent être positionnés dans les parties ayant une grande amplitude modale.

De manière générale, les différents modes de torsion sont déterminés à l'aide d'un capteur de trois (03) DDL placés dans les zones de rive de la structure où les amplitudes modales de torsion sont importantes et leurs pics dans le spectre de Fourier sont nets et représentatifs.

Dans le but d'enregistrer les amplitudes modales correspondant aux modes de translation, des essais préliminaires ont été effectués sur l'ouvrage et, vu la configuration géométrique et le système structurel, nous avons optés pour un schéma d'instrumentation ci-dessous (Fig.6).

Néanmoins, ces capteurs ont été placés sur les différents niveaux pour éviter toute perte d'enregistrement des modes de vibration dans le cas d'emplacement d'un capteur dans un nœud modal où les amplitudes modales sont très faibles ou nulles.

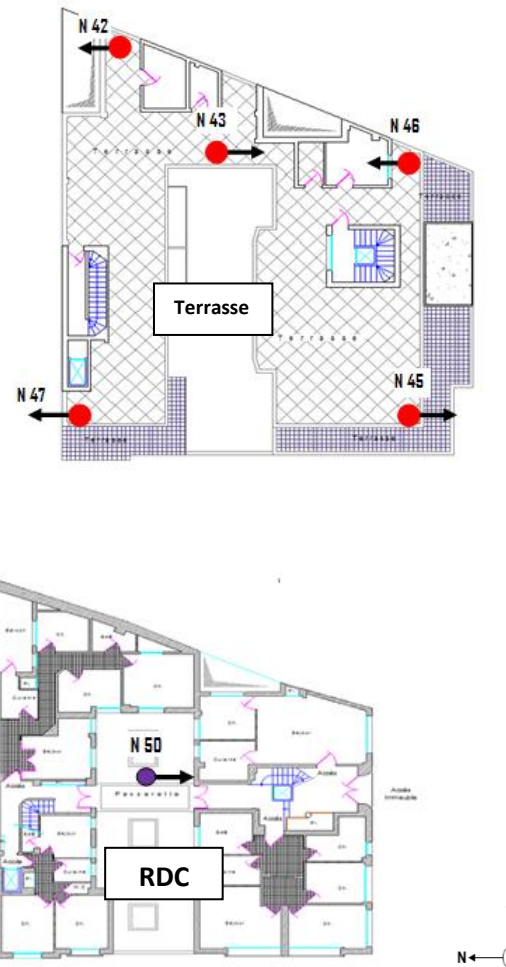


Figure 6 : Positions et orientations optimales des capteurs sur la structure de l'immeuble

Figure 6: Optimal positions and orientations of the sensors on the structure of the building

b) Enregistrement de la réponse structurale

La réponse est enregistrée à l'aide d'un sismomètre sous l'effet d'excitations dues au vent et des diverses micro-vibrations. Le capteur utilisé est très sensible aux micro-vibrations dans les deux sens horizontaux et verticaux. La durée du mouvement enregistré doit être suffisante (5 minutes dans notre cas) pour éviter, d'une part les effets des bruits et les parasites impulsifs et d'autre part, s'assurer que la réponse structurale (output) correspond effectivement à une excitation (input) stationnaire à bande fréquentielle large. Le mouvement enregistré sous forme de vitesse en fonction du temps (Figure 7) est stocké sur le flash-card de la station d'acquisition. Par la suite, son analyse est assurée par le logiciel Geopsy.

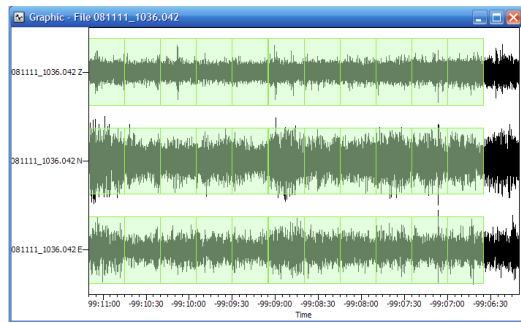


Figure 7 : Réponse enregistrée sur la structure.

Figure 7: Recorded response of the structure

Le bruit de fond est une sollicitation aléatoire et considéré comme un bruit blanc. L'analyse de la réponse dynamique de l'ouvrage sous l'effet de cette sollicitation consiste à calculer les spectres de Fourier sur plusieurs fenêtres du signal enregistré et à les pondérer en calculant leur écart-type. Le signal a été subdivisé en plusieurs fenêtres stables, tout en supprimant les fenêtres non stables qui représentent des parties d'excitations hors du bruit blanc. Ces parties de perturbations sont caractérisées par une amplitude sortant de l'amplitude moyenne du bruit de fond.

Les parties stables du signal enregistré ont été repérées automatiquement par le logiciel Géopsy. La détermination de ces fenêtres du signal enregistré est basé sur la comparaison des moyennes du signal sur deux durées différentes : (1) une moyenne de courte durée STA (Short Time Average) de l'ordre d'une seconde, dont la valeur est sensible aux variations d'amplitudes, et (2) une moyenne de longue durée LTA (Long Time Average) de l'ordre de 20 à 30 secondes dont la valeur est peu sensible aux variations d'amplitudes.

Le rapport de ces deux moyennes STA / LTA, donne une idée sur la stabilité du signal.

En effet, si le signal est stable c'est-à-dire sans variation de niveau moyen, ce rapport est voisin de l'unité. Par contre, si le signal est instable, c'est-à-dire avec des variations de niveau moyen, ce rapport est différent de l'unité. Afin de qualifier et de quantifier la stabilité du signal, il est défini des bornes entre lesquelles ce rapport peut varier.

Typiquement ces bornes sont de l'ordre de 0.5 et de 2.0. Pour qu'une fenêtre de signal soit qualifiée de stable, il faut que le rapport STA / LTA soit compris entre ces valeurs limites sur toute la fenêtre.

4.3- Calcul des spectres de Fourier

Une fois les fenêtres du signal choisies, l'amplitude spectrale est calculée sur chaque fenêtre par une transformée de Fourier. Les spectres sont ensuite lissés avec une fenêtre glissante dont la forme et la largeur dépendent de la fréquence [Konno and Ohmachi, 1998]. Puis ces spectres sont moyennés et un écart-type calculé (Figs. 8 et 9).

4.4- Identification expérimentale des fréquences propres de vibration

La détermination des fréquences de vibration est très délicate car il existe parfois des bruits et des parasites ayant des fréquences dominantes qui peuvent perturber les modes réels, surtout dans le cas où le capteur est mal positionné et/ou orienté.

Les fréquences propres de vibration de l'ouvrage sont représentées par des pics dans les spectres de Fourier calculés. La réponse modale expérimentale du bâtiment est représentée dans le domaine fréquentiel par les spectres dans les figures 8 et 9.

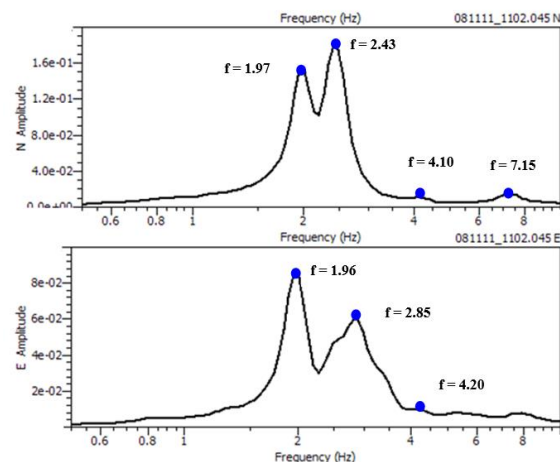
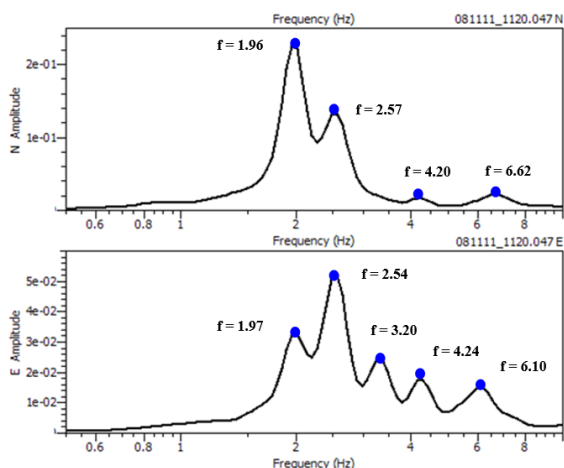


Figure 8 : Spectres de Fourier (point n°45)

Figure 8: Fourier spectra (Station n°45)

**Figure 9 : Spectres de Fourier (point n°47)****Figure 9: Fourier spectra (Station n°47)**

D'après les résultats expérimentaux obtenus par les tests de vibrations ambiantes, il est clair que les deux premiers modes de vibration ($f_1=1.96\text{Hz}$ et $f_2=2.54\text{Hz}$) sont des modes fondamentaux dans le sens longitudinal et transversal et sont caractérisés par des amplitudes très fortes par rapport aux autres modes de vibrations. Ce qui correspond théoriquement à un taux de participation massique élevé et le mode de torsion qui apparaît légèrement dans le spectre de Fourier est représenté par une fréquence ($f_3=4.20\text{Hz}$).

Tableau 2 : Périodes propres expérimentales.**Table 2 : Experimental periods**

Mode	Périodes (sec.)	Essais	Sens (à dominance)
1	0.510	42-43-45-46-47	Longitudinal
2	0.393	43-45-46-47	Transversal
3	0.238	45-47	Torsion
4	0.312	47	-----
5	0.166	48-49	Longitudinal
6	0.156	48-49	Transversal

Pour comparer les périodes expérimentales et analytiques, on établit une correspondance entre ces périodes selon les taux de participation massiques, les amplitudes des modes propres de vibration et les positions d'enregistrement. Les trois périodes des modes fondamentaux ainsi que

les écarts sont indiqués sur le tableau ci-dessous :

Tableau 3 : Les périodes calculées et mesurées**Table 3 : Calculated and measured periods**

Mode	Période calculée (s)	Période mesurée (s)	Ecart %	Sens (à dominance)
1	0.756	0.510	32.54	Longitudinal
2	0.683	0.393	42.45	Transversal
3	0.632	0.238	62.02	Torsion

On constate que les périodes mesurées sont plus petites que celles obtenues numériquement. Ces écarts sont attribués à l'effet des remplissages en murs de maçonnerie qui généralement augmentent la rigidité à basse amplitude de vibration. Les murs étant considérés comme éléments secondaires n'ont pas été modélisés. Il est à souligner que ces résultats sont une indication sur le bon état de la structure qui ne présente pas d'anomalie en termes de rigidité (présence de dégradations structurales ou de fissures importantes dans les éléments verticaux).

4.5- Identification expérimentale des amortissements

L'amortissement quantifie l'énergie dissipée par la structure lors de son mouvement. Il a pour origine essentiellement deux sources : une origine matérielle et une origine radiative. L'origine matérielle consiste en la dissipation de l'énergie par les matériaux constitutifs de la structure soumis à des déformations cycliques. Cet amortissement dépend non seulement du système structural mais aussi des éléments non structuraux dont les déformations et les frottements internes peuvent contribuer significativement à la dissipation de l'énergie. L'origine radiative correspond à l'émission d'ondes dans le sol environnant par l'intermédiaire de la fondation. En effet, par un phénomène d'interaction sol-structure, les sollicitations de l'ouvrage engendrent dans le sol des ondes qui se propagent en s'éloignant de leurs points d'émission et transportent donc vers l'infini une partie de l'énergie de déformation. Cet effet de transfert d'énergie est équivalent à un effet d'amortissement.

L'estimation de l'amortissement est complexe car les frottements internes et les liaisons sont difficilement modélisables. En revanche, les méthodes expérimentales permettent d'évaluer le coefficient d'amortissement par l'observation de la réponse de la structure à une sollicitation dynamique. A cet effet, nous utilisons la méthode du décrément aléatoire pour estimer la valeur du coefficient d'amortissement des modes propres de cet ouvrage.

Les valeurs des coefficients d'amortissement modaux et les fréquences de vibrations amorties du bâtiment ainsi obtenus sont consignées dans le tableau 4.

Notons que les valeurs expérimentales des coefficients d'amortissement modaux de l'ouvrage, tabulées ci-dessous, sont estimées à faibles amplitudes et que les valeurs réelles à grandes amplitudes, comme dans le cas d'un séisme, sont plus élevées.

Tableau 4 : Les périodes propres et leurs amortissements

Table 4 : Periods and damping

Mode	Périodes (sec)	Taux d'amortissement [%]
1	0.510	0.95
2	0.393	1.93
3	0.238	1.20
4	0.312	0.60
5	0.166	0.45
6	0.156	0.63

Les taux d'amortissements modaux obtenus expérimentalement sont raisonnables pour ce type de structure à faible amplitudes d'excitation.

La figure 10 ci-dessous représente quelques courbes des décréments aléatoires relatifs aux modes fondamentaux avec une estimation des fréquences amorties.

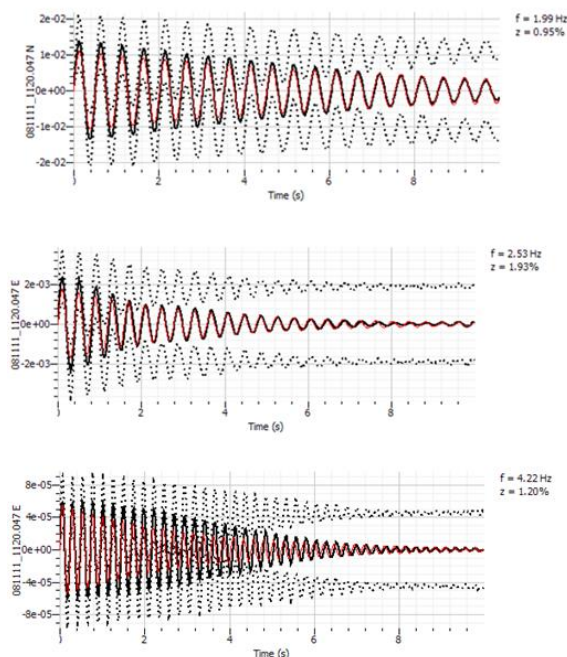


Figure 10 : Coefficients d'amortissement expérimentaux

Figure 10 : Experimental damping coefficients

4.6- Effet du remplissage en maçonnerie

Afin d'évaluer l'effet du remplissage en maçonnerie sur les caractéristiques modales de la structure, on a opté pour la modélisation de la maçonnerie extérieure sur le modèle précédent (Fig.11). On attribue des caractéristiques mécaniques dont les valeurs sont prises comme étant une moyenne des éléments constituant les murs (briques+enduits) : [18]

-Masse volumique de la brique creuse avec enduit de ciment1 t/m³

-Module d'élasticité de la maçonnerie1650 Mpa

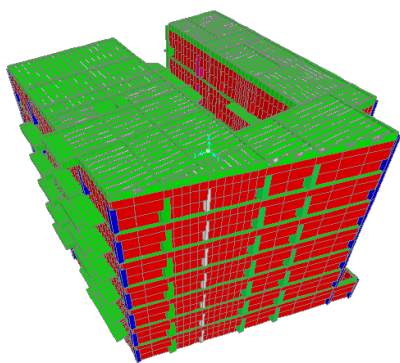


Figure 11: Modèle numérique avec maçonnerie de remplissage.

Figure 11: Numerical model within infill masonry

Les résultats de cette analyse montrent que les périodes obtenues sont en bonne concordance avec celles mesurées, ce qui confirme la contribution non négligeable de la maçonnerie dans la rigidité globale de la structure. (Tableau 5 et 6). Néanmoins, il faut noter que l'écart de la période du troisième mode de torsion est relativement élevé, ce qui peut être attribué aux incertitudes numériques et expérimentales.

Tableau 5 : Périodes et fréquences numérique de la structure

Table 5 : Numerical periods and frequencies of the structure

Modes	Période (Sec)	Fréquence (Hz)	UX (%)	UY (%)
Mode 1	0.512	1.95	76.00	1.65
Mode 2	0.386	2.59	2.55	77.00
Mode 3	0.333	3.00	2.37	3.31

Tableau 6 : Les périodes calculées et mesurées

Table 6 : Calculated and measured periods

Mode	Période calculée (s)	Période mesurée (s)	Ecart %	Sens (à dominance)
1	0.512	0.510	0.39	Longitudinal
2	0.386	0.393	1.70	Transversal
3	0.333	0.238	28.52	Torsion

5- Conclusion

L'étude réalisée vise à mieux comprendre les propriétés dynamiques d'une structure existante en béton armé, en utilisant à la fois des approches expérimentales et numériques. Les résultats de cette étude serviront de référence pour évaluer le comportement futur de la structure, ce qui revêt une importance cruciale pour la prévention et la réduction du risque sismique. À travers une série d'essais de vibrations ambiantes et une modélisation numérique, les périodes et modes propres de la structure sont identifiés. Une attention particulière a été accordée à l'effet du remplissage en maçonnerie sur les caractéristiques modales de la structure, mettant en évidence son impact sur la rigidité globale de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux ont été comparés avec ceux issus du modèle numérique, révélant une concordance significative malgré quelques écarts, attribués principalement à l'effet des remplissages en maçonnerie.

En fin de compte, cette recherche fournit des informations précieuses pour améliorer notre compréhension des comportements dynamiques des structures en béton armé et contribue ainsi à renforcer les pratiques de conception et de réhabilitation pour une meilleure résilience aux séismes.

Références bibliographiques

- [1] Carder, D., *Observed vibrations of buildings.*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.26, n°3, pp 245-277, 1936.
- [2] Ivanonvic, S., Trifunac, M. and Todorovska, M., *Ambient vibration tests of structures- a review.*, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol.37, n° 4, pp 165-197, 2000.
- [3] Farci, M., *Identification des structures de génie civil à partir de leur réponse vibratoire « vulnérabilité du bâti existant ».*, PhD thesis, UJF, Grenoble, France, 1996.
- [4] Boutin, C et al., *Approche de la vulnérabilité sismique par l'étude du comportement de bâtiments réels.*, Rapport de recherche ENTPE, Lyon, France, 1999.



- [5] Dunand, F., *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et à l'aide au diagnostic sismique.*, PhD thesis, UJF, Grenoble, France, 2005.
- [6] Michel, C. et al., *In situ experiment and modelling of RC-structures using ambient vibration and Timoshenko beam.*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, 2006.
- [7] Michel, C. et al., *Full scale dynamic response of an RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibration and modelling.*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.39, n°4, pp 419-441, 2010a.
- [8] Michel, C. et al., *Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France.*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.8, n°6, pp 1-13, 2010b.
- [9] Farci, M. and Bard, P., *Estimation des périodes propres de batiments et vulnérabilité du bati existant dans l'agglomération de Grenoble.*, Revue Française de Génie Civil, Vol.8, n° 2-3, pp 149-179, 2004.
- [10] Trifunac, M., *Comparisons between ambient and forced vibration experiments.*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.1, n°2, pp 133-150, 1972.
- [11] Clinton, J. et al., *The observed wander of the natural frequencies in a structure.*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 96, n°1, pp 237-257, 2006.
- [12] Mucciarelli, M. et al., *Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002).*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, n°5, pp 1943-1953, 2004.
- [13] Brincker, R., Zhang, L. and Andersen, P., *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition.*, Smart Materials and Structures, Vol.10, pp 441-445, 2001.
- [14] Hans, S., *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation-contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique.*, PhD thesis, ENTPE-INSA, Lyon, France, 2002.
- [15] Michel, C., Guéguen, P. and Bard, P., *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions.*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.28, n°8, pp 593-604, 2008.
- [16] Bourahla, N. et al., *Ambient vibration testing and modal analysis of an RCC arched dam.*, 16th European Conference On Earthquake Engineering, Greece, 2018.
- [17] Djabali-Mohabeddine, H. et al., *Performance of a Hybrid Neural Network Reduced Flexibility Index Method for Localization and Severity Detection of Damages in a Gravity Dam*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol.27, n°1, 2022.
- [18] NF EN 1996-1-1 Eurocode 6 : *Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : Règles générales pour les ouvrages en maçonnerie armée et non armée*, 2008.

STUDY OF THE BEHAVIOR FACTOR OF STEEL STRUCTURES BRACED BY CENTERED BARS

Réception : 31/03/2024

Acceptation : 24/05/2024

Publication : 13/06/2024

HELLAL SFAKSI Ourida¹, MECHICHE Mohand Oussalem²^{1,2}Civil Engineering, University of Mouloud MAMMERI, Tizi-Ouzou, Algeria,ourida.hellal@ummto.dzmsmechiche@yahoo.fr

Abstract- Civil engineering structures are subjected to forces that lead to non-linear behavior under seismic loading, which is particularly the case for metal structures. They absorb the seismic energy transmitted to its resistant elements (columns and diagonals). This ability to dissipate energy by plastic deformation is described by the behavior factor q .

The aim of this study is to evaluate the behavior factor of steel structures braced by centered bars. The structures studied were sized according to the rules and codes in force. They are subjected to vertical loads due to their own weight, and to horizontal loads due to seismic forces introduced by an accelerogram. The software used is the nonlinear analysis program Drain2D, based on the finite element method, where the bar element which plasticizes in tension and buckles elastically in compression, has been introduced. Throughout the study, our main interest is to evaluate the behavior factor, while increasing the intensity of the introduced seismic force.

The results of this present study indicate that the average value of the behavior factor is of the order of $q \approx 3.00$. The studied structures were broken by plasticization of these diagonal elements length of this summary may attain twenty lines. Please do not skip lines or insert set back at the beginning of paragraphs.

Keywords: Jacketing, ductility, Rehabilitation, Repair, Strengthening.

1-Introduction

The first concern that the design engineer must have is to provide provisions ensuring the general stability and especially the bracing of all the buildings. The purpose of these requirements is not only to ensure the resistance to the horizontal forces taken into account in calculations, such as those resulting from the action of the earthquake but also to enable buildings to withstand, without undue damage, the effects of certain stresses, such as localized explosions [1, 2, 3]. The damage encountered in structures under seismic loading differs according to the type of bracing chosen [4, 5, 6], the metal bracing, reinforced concrete or reinforced masonry cited in seismic code [7, 8, 9], that is characterized by its coefficient of behaviour, its energy dissipation capacity and its ductility [10, 11]. When seismic solicitations are important, the lack of ductility makes the structures vulnerable to rupture. In this work, we study the Steel Structures Braced by Centred Bars while evaluating the value of the behavior factor.

1.1-Definition and Calculation of the Behavior Factor

Under the seismic action, a structure absorbs some energy. The latter is composed of several terms who's namely are: E_e : elastic strain energy, E_{cin} : kinetic energy, E_v : damping energy of structure visco-elastic behavior and E_{ep} : strain energy of hysteresis.

The total energy spent in the structure by the earthquake, will be:

$$E_T = E_e + E_{cin} + E_v + E_{ep} \quad (1)$$

To protect structures from this energy dissipated by the earthquake, we use a system of bracing structures.

The role of a bracing is to dissipate the energy transmitted by the seismic action. This quality is described in the literature by a coefficient called of global behaviour factor of the structure. Each calculation code defines it by a name specific to the country of origin. The Algerian paraseismic regulation defines it by the coefficient "R" and Eurocode 8 by the coefficient "q".

The role of a bracing is to dissipate the energy transmitted by the seismic action. This quality is described in the literature by a coefficient called of global behaviour factor of the structure. Each calculation code defines it by a name specific to the country of origin. The Algerian parasismic regulation defines it by the coefficient "R" and Eurocode 8 by the coefficient "q".

The behavior factor "q" of the structure [3,12,13] is defined by Eq. (2), given below:

$$q_i = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_e} \quad (2)$$

- A multiplier λ_e such that the displacement inter-stages D_e is achieved.
- A multiplier λ_{max} such that the maximum displacement inter-stages D_{max} is reached.

The particular values of each state of the various structures characterized by the behavior factor values and the responses in terms of displacement are defined as to [10, 11, 14]. Thus the value of q corresponding to the intersection on the curve with the bisector Fig. 1 identifies the maximum value of the behaviour factor of the structure.

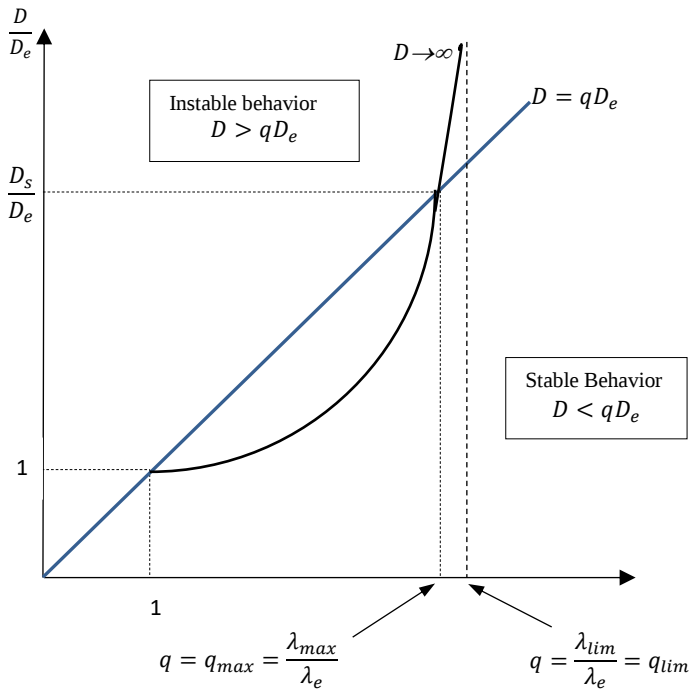


Figure 1: Property of the behavior factor q depending on the ductility.

2- Hypothesis of the Study

2.1- Software used

For these structural applications, the Drain2D structural design program was used. It was developed by A. Kanaan and G.H Powell in the University of California at Berkeley [15]. A linear element which plasticizes in tension and has an elastic buckling in compression was considered in this works.

2.2- Seismic action

The seismic action is defined by the Boumerdes earthquake of 21-05-2003 and El Centro signal records, California 18-05-1940. The El Centro signal has been fully used.

After some analysis, the strain maxima are reached during the period 0 to 5.10 seconds, which corresponds to the strongest accelerations [5,9].

2.3- Structures studied

The studied bracing elements are that of plane steel constructions, of which views in plane and elevations are, illustrated in Fig.2 and Fig. 3 respectively.

There number of levels ranges from three to six. The structures designs and the mechanical characteristics are fixed in accordance with Eurocode 3 and Eurocode 8 [7, 8, 16].

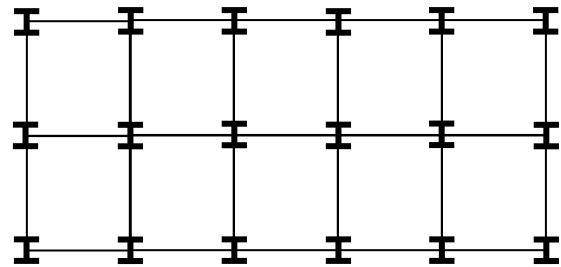


Figure 2: Plane view of the studied structure

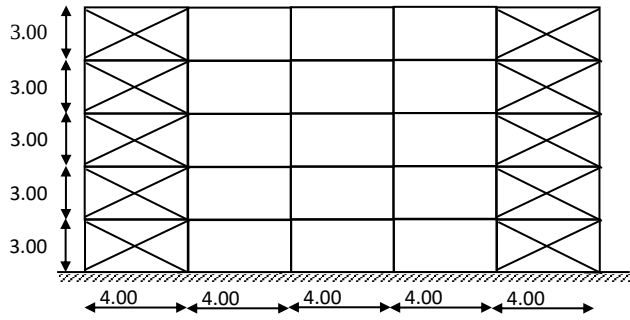


Figure 3: Elevated view of the studied structures for a 5 number of level

We retained the following sections for all structures in order to draw conclusions Tab.1.

Table 1: Structural elements

	STR 1	STR 2	STR 3	STR 4
Columns	HEA 240	HEA 240	HEA 240	HEA 240
Beams	IPE 240	IPE 240	IPE 240	IPE 240
Diagonals	80x80x8	80x80x8	80x80x8	80x80x8

The steel f_y yield strength is equal to 235 N/mm².

The structures are also subjected to vertical loads, as specified for residential buildings by the standards, resulting in a permanent load G and a variable load Q [8,9].

3- Results of the Study and discussion

The structures are excited by the accelerogram El Centro until obtaining the elastic limit state for each case. Indeed this operation runs until obtaining the ultimate limit state of each structure. The values of the behavior factor are given in Table 2 for each structure.

Table 2: Overall displacement, overall ductility as a function of behavior factor q

STR	q	D (mm)		$\frac{D}{D_e}$	
		+	-	+	-
STR 1	1	13	14	1.00	1.00
	2	26	20	2.00	1.43
	3	49	21	3.77	1.50
	4	59	31	4.54	2.21
	5	120	49	9.23	3.50
	6	173	109	13.30	7.78
	7	133	178	10.23	12.71
	8	148	263	11.38	18.76
STR 2	1	15	18	1.00	1.00
	2	20	31	1.33	1.72
	3	72	30	4.80	1.66
	4	170	23	11.33	1.27
	5	217	55	14.46	3.05
	6	158	146	10.53	8.10
STR 3	1	19	23	1.00	1.00
	2	27	47	1.42	2.04
	3	51	45	3.68	1.95
	4	98	28	5.15	1.21
STR4	1	21	26	1.00	1.00
	2	44	26	2.10	1.00
	3	43	45	2.04	1.73
	4	31	64	1.47	2.46
	5	37	104	1.67	4.02

Behavior factor q values based on the ductility D_i/D_e of our studied structures are represented by Fig. 4 for each structure.

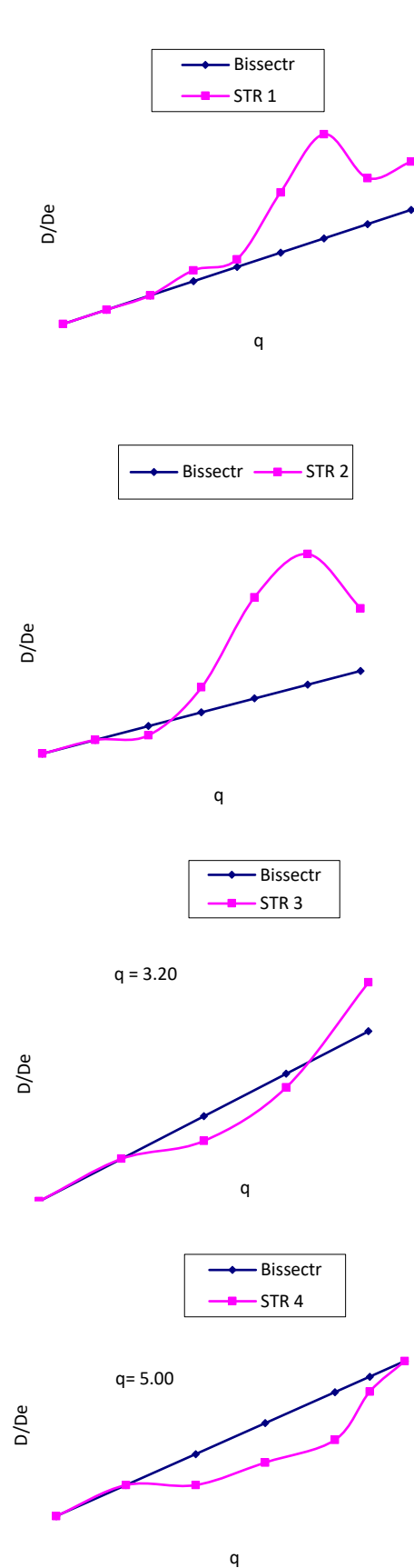


Figure 4: Behavior factor based on the global ductility for the structures

The average value of the behaviour factor is of the order of $q \approx 2.00$ for the structures a three and four levels. But, for the structures of five and six levels, the value of the behaviour factor is in average of $q \approx 4.00$. This value is comparable to that given in the literature and the main research established by the European Union is recorded in Eurocode 8 [12, 14, 17]. The studied structures were broken by plasticization of these diagonal elements.

4- Conclusion

This work is based to the numerical study of the behavior factor for steel frames structures with the centered bracing under seismic loading. The analysis is achieved for structures with three to six levels using the non linear dynamic analysis Drain-2D program developed at Berkeley University which constitutes an interesting tool for evaluating the behavior factor for steel constructions. We have kept the same height sections for all structures. On the other hand, we introduced a mass irregularity on the top floor (terrace) to take reality into account.

As a result, the value of the behavior factor obtained steel frames structures with the centered bracing are of the order of 3.00. The study showed that we are within the range recommended by Eurocode-8 in accordance with an average level of ductility.

Références bibliographiques

- [1] Zacek, M., *Seismic building: seismic risk, seismic design of buildings, regulations*. Parentheses, Marseille, France (1996).
- [2] Plumier, A., *Seismic design of structures*. Applied sciences faculty of Liege, (2003).
- [3] Zhang, Z.-J.; Chen, B.-S.; Bai, R.; Liu, Y.-P. *Non-Linear Behavior and Design of Steel Structures: Review and Outlook*. Buildings 2023. doi.org/10.3390/buildings13082111
- [4] Mechiche, M. O., Bouheraoua, A., Chalah, F., Hellal, O., & Bali, A., *Global behavior factor of frames with eccentric bracings and relationships with the ductility requirements*. Applied Mechanics and Materials, 330, 948–953. doi:10.4028/www.scientific.net/AMM.330.948 (2013).
- [5] Ourida Hellal Sfaksi., Ali Bouheraoua., Hacène Ait Aider., Mohamed O. Mechiche., *Seismic Behavior of Reinforced Masonry Structure: Relation between the Behavior Factor and the Ductility*. Civil Engineering Journal. doi: 10.28991/CEJ-2022-08-10-012, Vol. 8, No. 10, 2022.
- [6] Behruz Bagheri Azar., Mohammad Reza., Bagerzadeh Karimi., *Study the effect of using different kind of bracing system in tall steel structures*. Euro Journals Publishing, Inc. 2012.
- [7] EN 1998-1., *Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Eurocodes, European Commission, Brussels, Belgium. 2004.
- [8] EN1993-1-1., *Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2005.
- [9] RPA99., *Algerian Earthquake Resistant Regulations*. National Center for Applied Earthquake Engineering, Algiers, Algeria. 2003.
- [10] Kermani, H., Behnamfar, F., Morsali, V., *Seismic Design of Steel Structures Based on Ductility*. International Journal of Engineering, doi: 10.5829/idosi.ije.2016.29.01a.04 Basics Vol. 29, No. 1, 23-30, 2016.
- [11] Gioncu, V., *Framed structures. Ductility and seismic response: General Report*. Journal of Constructional Steel Research, 55(1–3), 125–154. doi: 10.1016/S0143-974X(99)00081-4. 2000.
- [12] Boushaba, B., *Relationship between local required ductility and behavior factor of steel structures in seismic context*, Liege University, 1987.
- [13] Hirotsu, T., Taniguchi, H., Yamamoto, M., Izumi, M., *Nonlinear dynamic analysis of X-steel braces for design use*. Earthquake engineering, Tenth world conference, Balkema, Rotterdam. ISBN 90 54 10 060 5. 1992.
- [14] Taieb Branci., Djamal Yehmi., Abdelhamid Bouchair., Eric Fournely., *Evaluation of Behavior Factor for Steel Moment – Resisting Frames*. International journal of civil and Environmental Engineering, Vol 10. No. 3. 2016.
- [15] Kanaan, A., & Powel, G. H., *Drain 2D: General Purpose Computer Program for Inelastic Dynamic Response of Plane Structures*. University of California, Berkeley, United States. 1973.
- [16] Behruz Bagheri Azar., Mohammad Reza., Bagerzadeh Karimi., *Study the effect of using different kind of bracing system in tall steel structures*. Euro Journals Publishing, Inc. 2012.
- [17] Georgios Baltzopoulos., Antonio Grela., Iunio Iervolino., *Seismic reliability implied by behavior-factor-based design Earthquake*, Eng. Struct. Dyn. 2021; DOI: 10.1002/eqe.3546.

EMPIRICAL VULNERABILITY INDEX ASSESSMENT OF STRENGTHENED MASONRY STRUCTURES: CASE STUDY OF ALGIERS CITY

ÉVALUATION EMPIRIQUE DE L'INDICE DE VULNÉRABILITÉ DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE CHAÎNÉE : CAS D'ÉTUDE DE LA VILLE D'ALGER

Réception: 25/02/2024

Acceptation: 28/04/2024

Publication: 13/06/2024

YOUSFI Nacim¹, AIT BELKACEM Mounir², BENSABIBI Mahmoud³, GUESSOUM Nabila⁴¹Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS)-01 Rue Kaddour Rahim prolongée BP 252 Hussein dey, Alger, Algérie-nacim_yousfi@hotmail.fr²Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS)-01 Rue Kaddour Rahim prolongée BP 252 Hussein dey, Alger, Algérie-ait_belkacem1@yahoo.fr³Groupe GEICA-7 Rue Belkacem Amani, site SIDER, chalet N° 9, Hydra, Alger, Algérie -bensabibi@yahoo.co.uk⁴Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS)- 01 Rue Kaddour Rahim prolongée BP 252 Hussein dey, Alger, Algérie-nabilaguessoum81@gmail.com

Résumé - Cet article se concentre sur l'application de la méthode de l'indice de vulnérabilité sismique pour les bâtiments en maçonnerie chaînée (MC). Ce type de structures est connu pour être vulnérable aux tremblements de terre car, en pratique, il ne répond pas aux normes parasismiques en vigueur. A cet effet, une analyse empirique est appliquée aux bâtiments en maçonnerie chaînée afin d'évaluer cette catégorie de bâtiments selon le code parasismique algérien (RPA 99 version 2003). La méthode est appliquée à une base de données de 215 bâtiments situés dans la ville d'Alger expertisés après le séisme de Boumerdes (Mg. 6,8) qui a touché l'Algérie en 2003. Pour ce faire, les paramètres de vulnérabilité les plus importants influençant le comportement global de ce type de structures sont identifiés. Ensuite, trois classes de vulnérabilité (A, B et C) sont proposées pour exprimer l'état de chaque paramètre de vulnérabilité dans chaque classe de vulnérabilité. Ainsi, des facteurs de pondération sont attribués à chaque paramètre afin de calculer l'indice de vulnérabilité et de classer les bâtiments étudiés selon une classification proposée. La méthode a été insérée dans un programme Delphi. Ce programme appelé « Vulnerability Index Program » est dédié au calcul de l'indice de vulnérabilité pour plusieurs types de structures. Un système d'information géographique (SIG) est utilisé comme outil pour visualiser les résultats obtenus afin d'atténuer le risque sismique des bâtiments de la ville d'Alger.

Mots - clés : Indice de vulnérabilité, Séisme, Bâtiment en maçonnerie chaînée, Analyse empirique, Risque, Dommage.

Abstract - This paper is focused on the application of a seismic vulnerability index method for strengthened masonry buildings (SM). This kind of structures is known as being vulnerable to earthquakes as it does not comply with the seismic code in practice. With this purpose, an empirical analysis is applied for strengthened masonry buildings, in order to assess this category of buildings according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). The method is applied to a database of 215 buildings located in Algiers city and investigated after the Boumerdes earthquake (Mg. 6.8) which affected Algeria in 2003. To do this the most important vulnerability parameters influencing the global behaviour of this type of structures are identified. Then three vulnerability classes (A, B and C) are suggested to express the state of each vulnerability parameter in each vulnerability class. Therefore, weighting factors are assigned to each parameter in order to calculate the vulnerability index and classified the investigated buildings according to a proposed classification. The method was implemented in a Delphi program and applied to 215 buildings located in Algiers city. This program called "Vulnerability Index Program" is dedicated to the calculation of vulnerability index for several types of structures. A Geographic Information System (GIS) is used as a tool to visualize the obtained results, in order to mitigate the buildings seismic risk in Algiers city.

Keywords : Vulnerability index, Earthquake, Strengthened Masonry buildings, Empirical analysis, Risk, Damage.

1-Introduction

Algeria, which is located in a seismic zone, contains old urban nuclei that do not comply with the current seismic code. However, some macro vulnerability studies were elaborated and applied to Algiers city [1, 2], Boumerdes [3] and Blida city [4 - 6]. These studies targeted the existing buildings such as the unreinforced masonry (URM), reinforced concrete structures (RC), steel structures and lifelines such as roads and bridges. The present study deals with the vulnerability index method and applied to SM buildings, which are common in Algiers city. Several studies have been conducted using the vulnerability index method (VI). The method was improved and applied to different cities. The vulnerability parameters may influence the global behaviour of masonry buildings change from different suggested methods [7, 9 - 13, 15, 16]. On the other hand, some case studies have been elaborated targeting typical buildings [8, 14, 17]. In this method, parameters that may have an influence on the global seismic behaviour of SM buildings are identified. Then three vulnerability classes (A, B and C) are defined determining the state of each vulnerability parameter [18]. The weighting factors are determined using the empirical method. This method is based on a database of 100 buildings located in Algiers, which is situated in the highest seismic zone (Zone 3) [19]. The database has been established after the Boumerdes-Algiers earthquake magnitude 6.8 in 2003 [20]. The first Algerian earthquake regulations RPA was elaborated in 1981 after the major earthquake of El Asnam (Chlef) Mg. 7.1. Then the RPA was revised in 1983, 1988, 1999 and in 2003. On the other hand, in 1981 a data sheet was created just after the earthquake, and never has been updated. For this purpose, a new data sheet for the SM structures has been established in order to make the in-situ investigation and the building's classification according to the vulnerability index (VI). This data sheet has been implemented in a numerical program, to make easy and accurate the investigation of SM structures. Lastly, a Geographic Information System (GIS) is used to assess SM buildings and help to show which

area are most vulnerable to future earthquake. Therefore, the method is applied to a database in which 215 SM buildings has been inventoried in Algiers city.

2- Vulnerability Index method (VI)

The VI method is based on four important steps: [18, 21 - 24]

- First step: Selecting parameters influencing the seismic vulnerability of SM structures
- Second step: Defining vulnerability classes
- Third step: Assigning weighting parameters in each class
- Fourth step: Calculation of the VI and structure classification.

These steps are explained in the following paragraphs.

2.1- Selecting Parameters

Some influencing parameters on the structural response of SM buildings to seismic event were identified based on bibliography and statistical analysis based on the experience feedback in Algeria. Therefore, fourteen parameters have been identified in order to assess the seismic vulnerability of SM structures.

These parameters are Wall connections, seismic capacity, type of soil, steel's ductility, steel joints, horizontal diaphragm, modifications, plan regularity, elevation regularity, maintenance conditions, ground conditions, pounding effect, roof and details.

2.2- Defining Vulnerability Classes

Three vulnerability classes are considered: A, B and C. The class A shows that the parameter is consistent with the seismic code in use. The class C shows that the parameter is not consistent with the seismic code, while class B corresponds to an intermediate situation.

2.3- Defining Vulnerability Classes

An empirical analysis is used to define weighting parameters. The weighting factors have been obtained from seismic experience feedback and their direct influence on the global resistance of SM structures. A database of 100 SM buildings located in Algiers city has been used to determine factors assigned to each vulnerability parameter [20].

2.4- Calculation of VI and Structure Classification

To calculate the VI an equation is given based on the suggested strengthened masonry (SM) weighting factors. The VI is used to classify the investigated structures.

3-Application of the VI method to strengthened masonry (SM) buildings

Each parameter selected, is defined according to its influence on the behaviour of SM structures and each class is defined according to each parameter characteristics.

3.1- Wall connections parameter

Masonry buildings behaviour depends on the connection between masonry bearing walls. Several studies supported by the experience feedback have shown that a good connection between masonry walls can avoid the out of plan deformation and improve the global strength of the structures [14, 25, 26]. In the class A no wall connections damages or cracks appear, in the class B moderate wall connections damages appear while in the class C severe wall connections damages or total disconnection of walls appear.

3.2- Seismic capacity parameter

The seismic capacity is defined as the total base shear force of the structure. This force is calculated according to seismic Algerian code (RPA 99 version 2003) [19]. The number of the masonry walls and their thickness are the two main criteria taken into account to calculate the base shear force [27]. In the class A the base shear force (BSF) is greater than the seismic force (80%V) given by the seismic Algerian code, in the class B the

BSF is between 50% V and 80% V while in the class C the BSF is less than 50% V.

3.3- Type of soil

The classification of this parameter has been established according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003), in which four types of soil are listed. The first type is the rock soils where the shear average wave velocity overtakes 800 m/s, the second type is the firm soils where the shear average wave velocity overtakes 400 m/s. The third type is the soft soils where the shear average wave velocity overtakes 200 m/s and the last type is the very soft soils where the shear average wave velocity is less than 200 m/s [19]. In the class A, rocky soil (S1) is considered, in the class B the firm soils (S2) is considered and in the class C the soft (S3) and very soft soils (S4) are considered.

3.4-Steel's ductility

The ductility of a material is the capacity to distort in the plastic range without reaching the failure. In the seismic code, the ductility is represented by the behaviour factor assigned to each structural system. The behaviour factor is between 2 and 6 for the different types of structures listed in the Algerian seismic code [19]. For the present study, only the ductility of the steel material existing in the masonry walls is taken into account. The evolution of the ductility is according to the material strain. In the class A steel frames undergo strains in elastic range, in the class B steel frames reach the plastic range and in the class C steel frames reach the failure [28].

3.5-Steel joints

Steel joints must transmit forces between different steel frames (columns and beams). Steel joints must strain in the elastic range; therefore, the classification of this parameter depends of the state of the connection between steel frames. In the class A steel joints undergo strains in the elastic range, in the class B steel joints reach the plastic range and in the class C steel joint reach the failure.

3.6-Horizontal diaphragm

Buildings diaphragms are the horizontal structures transmitting horizontal forces to the vertical walls. Floors must have diaphragm behaviour to ensure the forces transmission to vertical walls. Therefore, floors must be stiff and well connected to masonry vertical walls [29 - 31]. In the class A floors do not suffer damage and well connected to masonry walls, in the class C floors suffer damage and disconnected to masonry walls and in the class B one of the criteria of classification is observed.

3.7-Modifications

The modification refers to the change of the building's function and/or the structural system. This phenomenon is observed in many buildings in Algeria. People change the use of the building by increasing the loads on the structure, and make modifications in the structural system by creating openings in the masonry walls for instance. In the class A the building keeps its original structural system and the use, in the class B the building undergo modifications in the use or in the structural system and in the class C general modifications are made to the building as well as for the structural system.

3.8-Plan regularity

Criteria taken into account to classify this parameter are the building shape (L, H...etc.), the mass distribution in the same floor and the rigidity distribution (openings in the floor, different materials in the same floor...etc.). This phenomenon increases the horizontal eccentricity, which contributes to an inequality of forces distribution [30, 32]. In the class A the structure is horizontally regular according to the seismic code (RPA 99 version 2003), in the class B the structure is horizontally slightly irregular and in the class C the structure is horizontally irregular.

3.9-Elevation regularity

The same criteria of classification for the plan regularity parameter are used however; the comparison has been done between different floors vertically [33]. In the class A the structure is vertically regular according to the seismic code (RPA 99 version 2003), in the class B the structure is vertically slightly irregular and in the class C the structure is vertically irregular.

3.10-Maintenance

Each construction must be maintained regularly in order to keep as possible its initial state, especially the bracing system elements (Walls, frames...etc). In the class A the structure is periodically maintained (no cracks), in the class B the structure is occasionally maintained (slight cracks) and in the class C the structure never has been maintained (severe cracks).

3.11- Ground conditions

The experience feedback has shown that induced effect by earthquakes such as liquefaction [34 - 36], landslides [37, 38]...etc caused severe damages to buildings. Therefore, buildings located in a risk area such as near rivers, up or down cliffs, on a slope land with risk of landslide...etc are considered as vulnerable to earthquake and should be moved or protected by special countermeasures. In the class A the structure is located in secured area, in the class B the structure is located in moderate risk area and in the class C the structure is located in a high risk area.

3.12-Pounding effect

The Pounding effect can increase the structures vulnerability when these last are adjacent to other structures more or less stiff [40], and if any seismic joint exist but do not respect conditions required by the seismic regulations [20]. In the class A, the calculated seismic joint according to the seismic code exist, in the class B the seismic joint exist but do not comply with the seismic code and in the class C any seismic joint exist.

3.13-Roof

Roofs should have also diaphragm behaviour as floors; however, the design is usually different to current floors. Therefore, this part of the structure needs to be assessed separately to different floors, where same criteria as the horizontal diaphragm are applied.

3.14- Details

Detail parameter concerns elements that do not interfere in the structural system such as balcony, partition walls, handrail, acroterion, stairs...etc. In the class A more than 75% of existing non-structural elements do not suffer damages, in the class B less than 75% and more than 50% of non-structural elements do not suffer damages and in the class C less than 50% of non-structural elements do not suffer damages.

4- Strengthened masonry structures weighting factors

Weighting factors assigned to the different parameters have been obtained from experience feedback after the Boumerdes-Algiers earthquake in 2003. A database of 100 buildings has been used to determine weighting factors for each parameter in each vulnerability class [20]. The table 1 shows the weighting factors given by the empirical method. The weights are calculated so that the maximum vulnerability is equal to one (1).

Table 1: Empirical weighting factors (Ki)

Tableau 1 : Facteur de pondération empirique (Ki)

No.	Parameters	Classes		
		Class A	Class B	Class C
1	Walls connections	0.00	0.12	0.20
2	Seismic capacity	0.00	0.09	0.12
3	Type of soil	0.01	0.08	0.09
4	Steel's ductility	0.01	0.07	0.08
5	Steel joints	0.01	0.04	0.06
6	Horizontal diaphragm	0.01	0.04	0.05
7	Modifications	0.01	0.04	0.05
8	Plan regularity	0.01	0.04	0.05
9	Elevation regularity	0.01	0.04	0.05
10	Maintenance	0.01	0.04	0.05
11	Ground conditions	0.01	0.04	0.05
12	Pounding effect	0.01	0.04	0.05
13	Roof	0.01	0.04	0.05
14	Details	0.01	0.04	0.05

4.1- Vulnerability index (Vi) Calculation and Structure Classification

Three vulnerability classes are suggested (green, orange and red), explaining the state of strengthened masonry buildings. This classification is shown in table 2. The green class represents structures having a good resistance to earthquakes. The red class represents structures having a bad resistance to earthquakes, while the orange class is for an intermediate situation. Equation 1 shows how to calculate the Vi.

$$V_i = \sum_{n=1}^{n=14} K_i \quad (1)$$

Table2. Empirical RM structure classification according to the Vi

Tableau 2. Classification des structures en maçonnerie chaînée selon l'Iv empirique

Class	Green	Orange	Red
Vi	0.12-0.44	0.44-0.88	0.88-1.00

4.2- Digital implementation

4.2.1-Elaboration of the Data Sheet

The weighting factors assigned to each parameter will be established from a survey. For this purpose, a data sheet has been elaborated to regrouping all necessary information to calculate the building's VI. This sheet contains six parts as shown here after.

Part A: Structure identification

This part contains general information about the structure such as address, age, use, number of floors, basement and others details.

Part B: Geometric characteristics

This part describes building dimensions as length, width, height, plan and elevation shape.

Part C: Structural system

This part indicates the type and the structural system quality.

Part D: Soil and layout

Type of soil and layout of the building are found in this part.

Part E: Non-structural elements

This part contains information for non-structural elements such as balcony, partition walls, handrails, acroterion and stairs.

Part F: Maintenance and modifications

General information on the state of the structure is noticed, as well as modifications, which may influence the structure global behaviour.

A Delphi program has been performed in order to treat the collected information and to carry out the classification of the studied buildings.

4.2.2-Developed program

The developed program called VIP or Vulnerability Index Program version 4.5 can treat different types of structures (Masonry; RC structures; Steel and Strengthened Masonry (RM) structures). This program contains two

4.2.2.1-Interface Part

The visual part allows access to different menus and to fill in the necessary fields. It is made up of several pages. The home page and the handling page of the VIP are given in Figure 1 and 2.

4.2.2.2-Program Part

This part treats different information, carries out different calculations and assigns a weighting factor to each parameter. The calculation of the VI and the structure classification are carried out too.



Figure 1: Vulnerability Index Program home page

Figure 1 : Page d'accueil de programme de l'indice de vulnérabilité

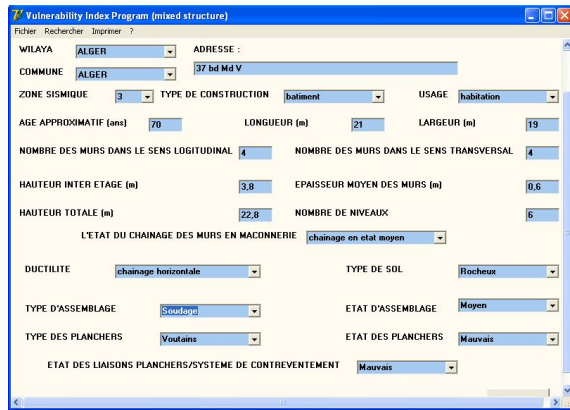


Figure 2: Vulnerability Index program handling page

Figure 2 : Page de manipulation de programme de l'indice de vulnérabilité

5-Application of the VI method to SM buildings

An in-situ survey of 215 SM buildings has been conducted in Algiers city centre. The database has been established after the Boumerdes-Algiers earthquake magnitude 6.8 in 2003, which affected 22665 buildings in Algiers and 66383 in Boumerdes city. The VIP helps to make easy the calculation of the VI, the classification and the recording of each building's data sheet. For this purpose and after the in-situ survey 196 (91.16%) buildings have been classified "Orange" ($0.44 < VI < 0.88$) and only 19 buildings (8.84%) have been classified "Green" ($0.00 < VI < 0.44$) as shown in Figure 3. Some reinforced concrete buildings shown in white colour exist in the study area (Fig. 4). The map shows the global view of the investigated buildings and their location using the GIS (Figure 4). Therefore, the study area is bounded by three important avenues, (Didouche Mourad, Mohamed V and Colonel Krim Belkacem) in which many important offices and ministries are located.

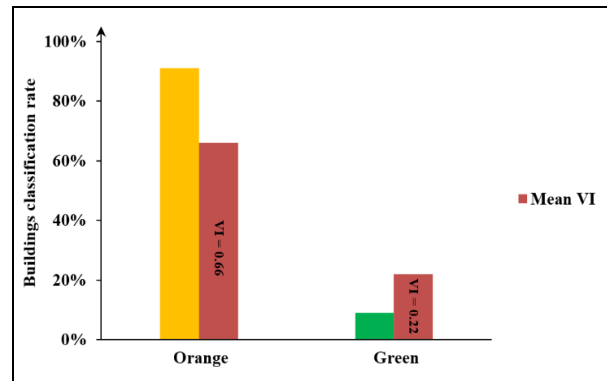


Figure 3: Strengthened masonry buildings classification

Figure 3 : Classification des bâtiments en maçonnerie chaînée



Figure 4: Strengthened masonry buildings classification map

Figure 4 : Carte de classification des bâtiments en maçonnerie chaînée

6-Conclusion

In this paper, a seismic vulnerability analysis has been conducted, using the vulnerability index method and has been applied to Algerian strengthened masonry structures. The aim of this study is the determination of weighting factors, which were obtained using an empirical analysis. A database of 100 strengthened masonry buildings was elaborated, which investigated by national experts after the major Boumerdes-Algiers earthquake in 2003. A data sheet has been worked out and implemented in a numerical program (VIP), in order to investigate with accuracy the SM buildings. For this purpose, a seismic scenario has been elaborated for the SM buildings, and applied to 215 of this type of building located in one of important district in Algiers city. This study showed that SM buildings need to be retrofit and updated according to the current seismic code.

Références bibliographiques

- [1] OYO-CGS, *Etude de vulnérabilité sismique de la ville d'Alger*, Japan international cooperation agency (JICA) - Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Algiers, 2006.
- [2] Yousfi, N., Bensaibi, M., Guessoum, N. and Boukri, M., *Seismic Scenario of Algiers City: Case Study of Strengthened Masonry Buildings*, Structural Engineering International, Vol. 32, n° 3, pp 328-336, 2022.
- [3] Sehili, F., Madani, S. and Meschinet de Richemond, N., *Vulnerabilities of cities to disaster: the 2003 earthquake in Boumerdes (Algeria)*, GeoJournal, Vol. 87, n° 1, pp 1759-1776, 2022.
- [4] Yousfi, N., Ait Belkacem, M., Guessoum, N. and Bensaibi, M., *Seismic resilience scenario of Algerian buildings context: Blida city case study*, Journal of Earthquake and tsunamis, 2024.
- [5] Tadjer, K., and Bensaibi, M., *Earthquake risk assessment of Blida (Algeria) using GISproc.* of the Conf. on Mat. and Energy, La Rochelle, France, 2017.
- [6] Tadjer, K., Bensaibi, M. and Chaid, A., *Vulnerability assessment of Blida city*, proc. of the 15th World Conf. on Earthq. Eng., Lisboa, Portugal, 2012.
- [7] Chieffo, N., Clementi, F., Formisano and A., Lenci, S., *Comparative fragility methods for seismic assessment of masonry buildings located in Muccia (Italy)*. Journal of Building Engineering, Vol 25 pp 100813, 2019.
- [8] Hadzima-Nyarko, M., Misetic, V. and Moric, D., *Seismic vulnerability assessment of an old historical masonry building in Osijek, Croatia, using Damage Index*. Journal of Cultural Heritage, Vol 28 n° 7, pp 140-150, 2017.
- [9] Ferreira, T.M., Maio, R., Costa, A.A. and Vicente, R., *Seismic vulnerability assessment of stone masonry façade walls: Calibration using fragility-based results and observed damage*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 103 n° 12, pp 21-37, 2017.
- [10] Quagliarini, E., Lucesoli, M. and Bernardini, G., *Rapid tools for assessing building heritage's seismic vulnerability: a preliminary reliability analysis*. Journal of Cultural Heritage, Vol 39 n° 5, pp 130-139, 2019.
- [11] Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H. and Correia, M., *A vulnerability index formulation for the seismic vulnerability assessment of vernacular architecture*. Engineering Structures, Vol 39 n° 15, pp 109381, 2019.
- [12] Ortega, J., Vasconcelos, G., Rodrigues, H., Correia, M., Ferreira, T.M., and Vicente, R., *Use of post-earthquake damage data to calibrate, validate and compare two seismic vulnerability assessment methods for vernacular architecture*. International Journal of Disaster Risk Reduction, Vol 39 n° 10, pp 101242, 2019.
- [13] Kassem, M.M., Nazria, F.M. and Farsang, E.N., *The efficiency of an improved seismic vulnerability index under strong ground motions*, Structures, Vol 23 pp 366-382, 2020.
- [14] Uva, G., Sangiorgio, V., Ruggieri, S. and Fatiguso, F., *Structural vulnerability assessment of masonry churches supported by user-reported data and modern Internet of Things (IoT)*, Measurement, Vol 131 pp 183-192, 2019.

- [15] Zucconi, M., Sorrentino, L. and Ferlito, R., *Principal component analysis for a seismic usability model of unreinforced masonry buildings*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 96 n° 5 pp 64-75, 2017.
- [16] Khan, S.U., Qureshi, M.I., Rana, I.A. and Maqsoom, A., *An empirical relationship between seismic risk perception and physical vulnerability: A case study of Malakand, Pakistan*, International Journal of Disaster Risk Reduction, Vol 41 n° 12 pp 64-75, 2019.
- [17] Polese, M., Di Ludovico, M., d'Aragona, M.G., Prota, A. and Manfredi, G., *Regional vulnerability and risk assessment accounting for local building typologies*, International Journal of Disaster Risk Reduction, Vol 43 n° 2 pp 101400, 2020.
- [18] Yousfi, N. and Bensaibi, M., *Weighting assessment of vulnerability index parameters for reinforced masonry structures*, Structural Engineering International, Vol 27 n° 1, pp 79-87, 2017.
- [19] Ministry of Housing and Urban Planning, *Règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003, DTR-B.C.2.48*, Algeria, 2004.
- [20] CGS, *Statistical study on the damaged buildings following the Boumerdes earthquake of May 21st, 2003*, Report, Centre national de recherche appliquée en ingénierie parasismique, Algeria, 2003.
- [21] Bensaibi, M., Djaalali, F., Belheouane, F.I., Amellal, O. and Yousfi, N., *Seismic vulnerability index method: Algerian case studies*, Proc. of the 8th International Conf. on Urban Earthq. Eng., Tokyo, Japan, 2011.
- [22] Amellal, O., Bensaibi, M. and Grine, K., *Seismic vulnerability index method for steel structures*, Proc. of the 15th World Conf. on Earthq. Eng. (WCEE), Lisboa, Portugal, 2012.
- [23] Djaalali, F., Bensaibi, M. and Bourahla, N., *Evaluation of the vulnerability index for unreinforced masonry structures*, Applied Mechanics and Materials, Vol 166-169, pp 1387-1390, 2012.
- [24] Djaalali, F., Bensaibi, M., Bourahla, N. and Davenne, L., *Vulnerability curves of masonry constructions Algiers case study*, Structural Engineering and Mechanics, Vol 42 n° 5, pp 609-630, 2012.
- [25] Preciado, A., Ramirez-Gaytan, A., Santos, J.C. and Rodriguez, O., *Seismic vulnerability assessment and reduction at a territorial scale on masonry and adobe housing by rapid vulnerability indicators: The case of Tlajomulco, Mexico*, International Journal of Disaster Risk Reduction, Vol 44 n° 3, pp 101425, 2020.
- [26] Acito, M., Magrinelli, E., Milani, G. and Tiberti, S., *Seismic vulnerability of masonry buildings: Numerical insight on damage causes for residential buildings by the 2016 central Italy seismic sequence and evaluation of strengthening techniques*, Journal of Building Engineering, Vol 28 n° 2, pp 101081, 2020.
- [27] Yousfi, N. and Bensaibi, M., *Elaboration de courbes de vulnérabilité pour des structures mixte maçonnerie-charpente métallique*, Ph.D. thesis, Blida 1 university, 2017.
- [28] Association Française de Normalisation (AFNOR), *Eurocode 3, Calcul des Structures en Acier et Document d'Application AFNOR*: Paris, 1999.
- [29] Solarino, F., Oliveira D.V. and Giresini, L., *Wall-to-horizontal diaphragm connections in historical buildings: A state-of-the-art review*, Engineering Structures, Vol 199 n° 22, pp 109559, 2019.
- [30] Kollerathu, J.A. and Menon, A., *Role of diaphragm flexibility modelling in seismic analysis of existing masonry structures*, Structures, Vol 11 n° 3, pp 22-39, 2017.
- [31] Lin, T.J. and LaFave, J.M., *Experimental structural behavior of wall-diaphragm connections for older masonry buildings*, Construction and Building Materials, Vol 26 n° 1, pp 180-189, 2012.
- [32] Kalkbrenner, P., Pela, L. and Sandoval C., *Multi directional pushover analysis of irregular masonry buildings without box behavior*, Engineering Structures, Vol 201 n° 24 pp 109534, 2019.
- [33] Lin, J.L., Tsaur, C.C. and Tsai, K.C., *Two-degree-of-freedom modal response history analysis of buildings with specific vertical irregularities*, Engineering Structures, Vol 184 n° 7 pp 505-523, 2019.
- [34] Kokusho, T., *Earthquake-induced flow liquefaction in fines-containing sands under initial shear stress by lab tests and its implication in case histories*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 130 n° 3, pp 105983, 2020.

-
- [35] Papathanassiou, G., Mantovani, A., Tarabusi, A., Rapti, D. and Caputo, R., *Assessment of liquefaction potential for two liquefaction prone areas considering the May 20, 2012 Emilia (Italy) earthquake*, Engineering Geology, Vol 189 n°6, pp 1-16, 2015.
- [36] Chiaradonna, A., Tropeano, G., d'Onofrio, A. and Silvestri, F., *Interpreting the deformation phenomena of a levee damaged during the 2012 Emilia earthquake*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 124 n°9, pp 389-398, 2019.
- [37] Liu, W., Yan, S., He, S., *Landslide damage incurred to buildings: A case study of Shenzhen landslide*, Engineering Geology, Vol 247 n° 12, pp 69-83, 2018.
- [38] Infante, D., Di Martire, D., Confuorto, P., Tessitore, S., Tòmas, R., Calcaterra, D. and Ramondini, M., *Assessment of building behavior in slow-moving landslide-affected areas through DInSAR data and structural analysis*, Engineering Structures, Vol 199 n° 22, pp 109638 2019.
- [39] Guenidi, Z., Abdeddaim, M., Ounis, A., Shrimali, M.K. and Datta, T.K., *Control of Adjacent Buildings Using Shared Tuned Mass Damper*, Procedia Engineering, Vol 199 n° 30, pp 1568–1573, 2017.
- [40] Jankowski, R., *Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the main building and the stairway tower of the Olive View Hospital*, Engineering Structures, Vol 31 n° 8, pp 1851-1864, 2009.

NOTE D'INFORMATION TECHNIQUE

TECHNIQUES DE LEVÉ DE CONTRÔLE DES TUNNELS APPLIQUÉES SUR LE PROJET « DÉDOUBLEMENT DE LA RN 01 ENTRE LA CHIFFA ET BERROUAGHIA SUR 53 KM »

SURVEYING TECHNIQUES FOR TUNNEL CONTROL APPLIED TO THE PROJECT "EXPANSION OF THE RN 01 BETWEEN CHIFFA AND BERROUAGHIA OVER 53 KM"

Réception : 23/12/2023

Acceptation : 30/01/2024

Publication : 13/06/2024

ZHONG Huaxiang¹, HE Xu ², LI Guangyun³

¹Ingénieur en travaux publics, Ingénieur en chef Responsable du projet de dédoublement de la RN01 entre la CHIFFA et BERROUAGHIA sur 53 KM CSCEC ALGÉRIE - Cité des 56 logements, Rue des frères CHIKIROUS, Staoueli, zhang_huaxiang@cscec.dz

²Ingénieur en travaux publics, Ingénieur en chef de la direction des travaux publics CSCEC ALGÉRIE -Cité des 56 logements, Rue des frères CHIKIROUS, Staoueli, he_xu@cscec.dz

³Ingénieur en travaux publics, responsable de la topographie CSCEC ALGÉRIE-Cité des 56 logements, Rue des frères CHIKIROUS, Staoueli, li_guangyun@cscec.dz

Résumé : Le levé de contrôle des tunnels autoroutiers a pour objectif de contrôler la précision de jonction du tunnel creusé à partir des deux extrémités. Au fur et à mesure du développement de la technologie GPS, le levé au sol avec GPS peut facilement répondre aux exigences réglementaires. Cependant, pour la polygonation à l'intérieur du tunnel, en raison de la difficulté d'implantation des stations, des mauvaises conditions de visibilité et des difficultés de maintenance, l'établissement du canevas est plus exigeant. Par référence à nos pratiques sur les tunnels réalisés aux sections 1 et 2 du projet Dédoublement de la RN 01 entre la CHIFFA et BERROUAGHIA sur 53 KM, nous faisons une présentation détaillée sur les techniques de levé de contrôle utilisées pour les tunnels routiers de moyenne et grande longueur.

Mots - clés : tunnel routier, levé de contrôle, erreur de jonction

Abstract : The aim of control surveying for highway tunnels is to monitor the accuracy of the junction of the tunnel being excavated from both ends. As GPS technology has developed, ground surveying with GPS can easily meet regulatory requirements. However, for polygonation inside the tunnel, due to the challenges in setting up stations, poor visibility conditions, and maintenance difficulties, establishing the framework is more demanding. Referring to our practices on tunnels completed in sections 1 and 2 of the 'expansion of the RN01 between CHIFFA and BERROUAGHIA over 53 KM' project in Algeria, we provide a detailed presentation on the surveying control techniques used for medium and long road tunnels.

Keywords : Highway tunnels, control surveying, junction/misalignment error.

1- Aperçu du projet

Les tunnels T1 et T2 du projet Dédoublement de la RN 01 entre la CHIFFA et BERROUAGHIA sur 53 KM sont situés aux frontières des wilayas de Blida et de Médéa, au milieu des gorges de la Chiffa, dans un relief

accidenté, côtoyant une route nationale très fréquentée, ce qui constitue un environnement complexe pour les travaux. Le tunnel T1 se trouve au nord des gorges, sur un linéaire de 2385 m et le tunnel T2 se trouve au sud des gorges, sur un linéaire de 2432 m, la distance

longitudinale entre eux est de 57 m. Les tunnels T1 et T2 sont tous les deux conçus en deux tubes unidirectionnels, la distance entre le tube gauche et le tube droit est de 40 m. Les terrains au bout nord du tunnel T1 et au bout sud du tunnel T2 sont relativement ouverts pour que la longueur latérale de la polygonale d'accès au tube puisse atteindre 300 à 400 m, tandis que celle au bout sud du tunnel T1 et au bout nord du tunnel T2 est de 100 à 200 m puisqu'ils se trouvent dans un talweg rétréci. Le nombre de satellites pouvant y être observés est limité, ce qui donne l'impact sur la précision de l'angle d'azimut de la polygonale d'accès.

2-Mise en œuvre du levé de contrôle du tunnel

Le levé de contrôle du tunnel est constitué de deux parties : le levé au sol avec GPS à l'extérieur du tunnel et la polygonation à l'intérieur du tunnel. L'objectif est de contrôler la précision de jonction, de sorte que les cotes de l'axe à ce niveau rentrent dans la tolérance requise pour le profil en travers et le profil en long du tracé et que la jonction soit réalisée correctement tout en respectant les limites du tunnel.

2.1-Établissement du canevas

Contrairement aux tunnels réalisés dans les pays asiatiques, pour la mise en œuvre des tunnels en Algérie, il faut d'abord remblayer temporairement la crête du radier contre-voûté avec des déblais inutilisables, ce qui nécessite d'implanter à plusieurs reprises les points de contrôle pendant le levé, et par conséquent, multiplier le travail de levé et compromet éventuellement la stabilité des points de contrôle. Dans cette circonstance, si on adopte une boucle de cheminement principal et de cheminement auxiliaire ou un réseau de polygonation globale dans le tunnel, même si la précision de jonction peut être contrôlée, cela

prendra extrêmement beaucoup de temps et de main d'œuvre.

Un tunnel routier est généralement conçu en deux tubes séparés, avec des galeries transversales entre le tube gauche et le tube droit pour permettre la visibilité d'un tube à l'autre. Ainsi, quant à l'établissement du canevas, on ne prévoit qu'un cheminement auxiliaire pour chaque tube, la fermeture de cheminement des deux tubes se réalise par la mise en place des galeries transversales afin de faciliter le contrôle. Voir la Figure 1.

Le processus de l'exécution du tunnel est indiqué comme suit :

Excavation du tunnel → soutènement provisoire → 1^{ère} implantation des points de contrôle → abattage à trois stross → mise en œuvre du radier contre-voûté → remblaiement provisoire du radier contre-voûté → 2^{ème} implantation des points de contrôle → revêtement définitif → 3^{ème} implantation des points de contrôle → enlèvement des déblais inutilisables à la crête du radier contre-voûté → mise en œuvre du réseau multitubulaire et des fossés → remblaiement du radier contre-voûté avec GNT

Il y a 3 entrées et sorties dans les tunnels T1 et T2 où est implanté le canevas au sol. Il faut prévoir au moins trois points de contrôle à chaque entrée ou sortie pour permettre la vérification contradictoire. Les stations à l'intérieur du tunnel sont reliées au niveau de chaque galerie pour être soumis aux tests intégraux des tubes gauche et droit en formant une boucle fermée, ceci pour améliorer les conditions de contrôle et la faible résistance des polygonales auxiliaires et réduire l'erreur importante de direction. En outre, pour le réseau de polygonation disposé à l'intérieur du tunnel, ses côtés doivent être conçus en lignes droites et équilatérales autant que possible et la longueur de chaque côté de polygonale est comprise entre 250 et 350 m.

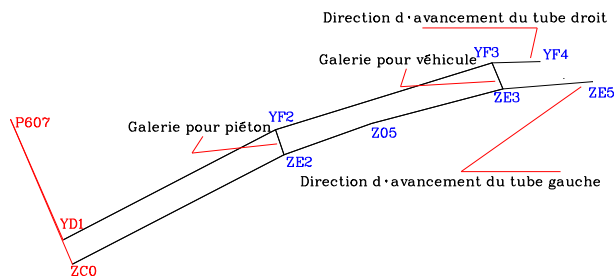


Figure 1 : Plan du cheminement à la sortie sud du tunnel T1

Figure 1 : Map of the path at the south exit of tunnel T1.

2.2- Levé de contrôle à l'extérieur du tunnel

Conformément aux « Normes de levé pour les travaux d'ingénierie » de la Chine (GB50026-2020), pour les tunnels routiers d'une longueur inférieure à 5 km, la 3^{ème} classe du réseau planimétrique GPS peut être choisie à l'extérieur du tunnel et la précision du côté le plus faible étant de 1/70 000.

Pendant le levé avec GPS, afin de garantir la précision de l'observation, le centrage et le niveau de l'appareil doivent être strictement maintenus, tout en évitant la perturbation éventuelle des interférences à proximité des stations tels que le reflet et les lignes à haute tension.

Les canevas GPS au niveau des tunnels T1 et T2 sont figurés comme suit :



Figure 2 : Carte GPS lors du creusement T1 et T2

Figure 2 : GPS Map during the excavation of T1 and T2

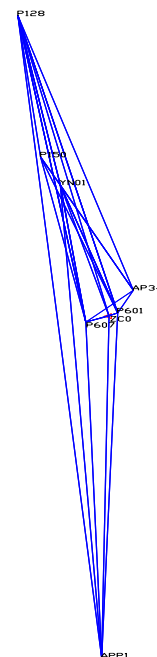


Figure 3 : Carte GPS à la fin du creusement T1

Figure 3 : GPS Map after the excavation of T1

2.3- Levé de contrôle à l'intérieur du tunnel

Au début de la construction du tunnel routier, les polygonales à l'intérieur du tunnel sont disposées sous la forme de cheminements auxiliaires. Lorsque la polygonale est approximativement considérée comme une forme de lignes droites équilatérales, on peut constater que l'erreur de longueur de côté affecte principalement la longueur d'excavation longitudinale, tandis que l'erreur de mesure d'angle est responsable de l'erreur transversale de la jonction.

Au fur et à mesure de l'avancement du creusement, les galeries pour piéton et pour véhicule sont progressivement ouvertes pour relier le tube gauche au tube droit en formant une boucle fermée et constituant un canevas intégral, de sorte à améliorer considérablement la précision des stations autour du front d'abattage.

Par rapport à la longueur des côtés des polygonales, la distance maximale entre les tubes gauche et droit est moins importante, la précision de mesure d'angle doit donc être assurée. Lors de la mise en place de la polygonation dans un tunnel, les exigences suivantes doivent être respectées :

- (1) Les observations doivent être effectuées dans des conditions favorables, à savoir notamment la bonne visibilité et le vent nul ou léger.
- (2) Lors de l'implantation des stations, on peut utiliser les rétroviseurs avant et arrière de la station totale pour constater si l'appareil est complètement centré et de niveau. Les prismes avant et arrière sont fixés sur un trépied avec une boule suspendue d'aplomb. Le rôle de cette boule est de vérifier si le centre du prisme est sur une ligne verticale avec le point d'observation pour contrôler la précision des angles horizontaux. Dans le même temps, une lampe de poche puissante

peut être utilisée pour améliorer l'éclairage et obtenir ainsi une image claire de la cible.

- (3) Lors de l'observation, des opérations d'arrosage, de dépoussiérage et de purge d'air peuvent être effectuées à l'avance dans le tunnel tout en évitant les mouvements ou vibrations des équipements à proximité de l'appareil.
- (4) Les travaux clés doivent être mesurés contradictoirement par des différents opérateurs et la valeur moyenne est prise après plusieurs mesures.

3- Estimation des erreurs de jonction

Lors de l'estimation des erreurs de jonction, étant donné que l'erreur longitudinale n'affecte que la longueur de l'axe du tunnel et nécessite uniquement de respecter la précision de l'axe, l'essentiel du levé à ce niveau est de contrôler la précision de jonction transversale. Généralement, le calcul de l'erreur de jonction transversale se fait en deux parties : la partie hors tunnel et la partie dans le tunnel.

3.1- Estimation de l'erreur de jonction transversale hors tunnel

Le rayon de courbure des tunnels routiers est généralement grand et l'erreur de jonction transversale provoquée par la mesure avec GPS à l'extérieur du tunnel est spécifiquement due à l'erreur des points de contrôles GPS à l'entrée et à la sortie et à l'erreur d'angle des lignes de base de polygonales d'accès ^[1]. L'erreur peut être calculée par la formule suivante (1) :

$$M_{\text{extérieur}}^2 = m_j^2 + m_c^2 + \left(\frac{L_j \cos \theta + m_{aj}}{\rho} \right)^2 + \left(\frac{L_c \cos \varphi + m_{ac}}{\rho} \right)^2 \quad (1)$$

Avec :

m_j et m_c : erreur quadratique moyenne des points de contrôle GPS à l'entrée et à la sortie

L_j et L_c : distance entre les points de contrôle GPS à l'entrée et à la sortie et la ligne de jonction

$m_{\alpha J}$ et $m_{\alpha C}$: erreur quadratique moyenne des lignes de base GPS à l'entrée et à la sortie

θ et φ : angle entre la ligne reliant les points de contrôle à l'entrée et à la sortie au centre de la ligne de jonction et la tangente de la ligne de jonction

Prenons comme exemple le tunnel T1. Selon le plan, L_J et L_C sont respectivement 1100,97 m et 1287,75 m, θ et φ sont respectivement 3,674° et 15,82°; dans le calcul, $m_{\alpha J}$ et $m_{\alpha C}$ peuvent être considérés comme l'erreur quadratique moyenne des points adjacents sur le canevas GPS. En prenant en compte le pire des cas, l'erreur quadratique moyenne relative des coordonnées Y de deux points adjacents du côté le plus faible du canevas GPS est considérée dans notre cas, soit 1,7 mm, et l'erreur quadratique moyenne de l'angle du côté le plus faible est considérée, soit 1.7". Les valeurs des erreurs quadratiques moyennes ci-dessus sont produites par le logiciel du canevas GPS, avec ρ égal 206265" (les valeurs suivantes de ρ sont les mêmes).

En substituant les valeurs connues dans la formule (1), nous avons le résultat suivant : $M_{\text{extérieur}} = 0.013856 \text{ m} = 13.856 \text{ mm}$

3.2- Estimation de l'erreur de jonction transversale dans le tunnel

L'erreur de jonction transversale est due à l'erreur de mesure d'angle et de mesure des côtés de la polygonale disposée à l'intérieur du tunnel. Cette erreur peut être calculée par la formule suivante (2) :

$$M_{\text{intérieur}}^2 = \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \sum R_x^2 + \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 \sum d_y^2 \quad (2)$$

Avec :

m_β : erreur quadratique moyenne de mesure d'angle conçue pour le canevas

R_x : distance verticale de chaque point du canevas à la ligne de jonction

$\frac{m_l}{l}$: erreur quadratique moyenne relative du côté conçue pour le canevas

d_y : longueur projetée de la ligne reliant chaque point du canevas au point central géométrique de la ligne de jonction

Tableau 1 : Calcul des erreurs de jonction de la polygonation dans le tube (en m²)

Table 1 : Calculation of the misalignment errors of the polygonation within the tunnel (in m²).

N° du point	R_x^2	d_y^2
ZE2	817740.4041	8935.9209
ZO5	559580.2986	2872.96
ZE3	265443.4049	182.5201
ZE5	166591.3203	20.8849
ZE6	128994.469	206.7844
ZM7	41974.17538	134.0964
ZM6	151972.8866	8.7025
ZM4	458449.5139	7.5625
ZM3	597757.8299	79.5664
Σ	3188504.303	12448.9981

Conformément aux « Normes de levé pour les travaux d'ingénierie », la 4^{ème} classe est adoptée pour effectuer la planimétrie à l'intérieur du tunnel. L'erreur quadratique moyenne de mesure d'angle est de $\pm 2.5''$, l'erreur quadratique moyenne de mesure de distance est de 1/80 000, la distance entre les stations et la ligne de jonction se traduit en M, et à partir des résultats de calcul du tableau 1, on peut avoir :

$$M_{\text{intérieur}} = \sqrt{\left(\left(\frac{2.5}{206265}\right)^2 * 3188504.303 + \left(\frac{1}{80000}\right)^2 * 12448.998\right)} = 21.687 \text{ mm}$$

L'erreur de jonction transversale est de :

$$M = \sqrt{M_{\text{extérieur}}^2 + M_{\text{intérieur}}^2} = 25.735 \text{ mm}$$

Selon les normes, l'erreur de jonction tolérée pour les tunnels d'une longueur inférieure à 4 km est de 100 mm, l'erreur quadratique moyenne de jonction transversale est de 25 mm pour le levé à l'extérieur du tunnel et 45 mm pour le levé à l'intérieur du tunnel. Ainsi, on peut constater qu'une mise en œuvre du levé de la jonction conformément au canevas conçu peut assurer la précision de la jonction exigée par les normes.

4- Analyse des erreurs de jonction et amélioration de la précision

Lors de l'analyse des erreurs de jonction transversale du tunnel T1, il est constaté que ces erreurs sont dues aux deux points principaux :

- (1) La ligne de base du cheminement d'accès à l'extrémité sud du T1 est trop courte, soit 109,56 m, ce qui a compromis la précision de l'angle d'entrée.
- (2) Les mauvaises conditions de mesure à l'intérieur du tunnel, la variation fréquente des points de contrôle et la forme adoptée du mono-réseau de polygonaion ont tous donné l'impact sur la précision de la polygonaion dans le tunnel.

4.1- Impact des lignes de base du cheminement d'accès plus courtes sur les erreurs de jonction

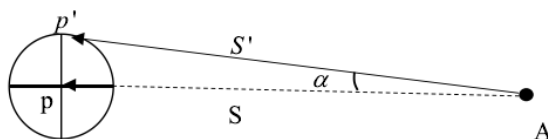


Figure 4 : Impact de l'erreur de point sur la mesure d'angle

Figure 4 : Impact of the point error on the angle measurement.

Comme le montre la figure 4, le point A est le point de mesure, le point P est le point réel de visée arrière et le point P' est le point réel de visée. L'erreur du point de visée arrière P peut alors être PP'. AP' est tangent au cercle. La valeur $\angle P'AP$ est α . Pendant l'observation, le chemin réel de transmission du signal est S' et le chemin idéal sans erreur d'alignement est S, on considère approximativement que $S=S'$. En prenant en compte le pire des cas, et puisque l'angle α est très petit, on peut avoir un résultat approximatif par la formule (3) :

$$\alpha = \tan \alpha = \frac{PP'}{S} * \rho \quad (3)$$

Si $S = 109.56\text{m}$, prenons l'erreur quadratique moyenne des deux points adjacents du côté le plus faible du canevas GPS comme l'erreur du point P, soit 1,7 mm, et deux fois de cette valeur, soit 3,4 mm comme l'erreur de point, alors $\alpha \approx 6.4''$. Étant donné que la 4^{ème} classe de la polygonaion à l'intérieur du tunnel exige que l'écart de fermeture d'angle soit compris entre $\pm 5\sqrt{n}$, et compte tenu du côté court et de l'environnement d'opération complexe à l'intérieur du tunnel, il est préférable d'élargir la tolérance de l'erreur de fermeture selon la 3^{ème} classe de polygonaion, qui est de $\pm 3,6\sqrt{n}$. Si le nombre de contrôle dans le tunnel est de 7, soit $n=7$, la tolérance de l'erreur de fermeture n'est comprise qu'entre $\pm 9.52''$. Il ressort de la formule (4) et des résultats d'estimation que plus la ligne de base du cheminement d'accès est courte, plus l'erreur de mesure de son angle est grande, ce qui est susceptible de faire en sorte que l'erreur de fermeture d'angle dans le tunnel dépasse les limites et affecte la jonction par conséquent.

L'influence de l'erreur de la longueur et de l'angle de la ligne de base du cheminement d'accès sur la précision de la jonction du tunnel peut être exprimée par la formule suivante (4) :

$$M_{\text{angle}}^2 = (M_{\alpha BA}^2 + (\frac{M_A}{S_{BA}})^2) * \frac{S_{BP}^2}{\rho^2} + (\frac{M_{SBA}}{S_{BA}} S_{\gamma BA})^2 \quad (4)$$

Avec :

B = point de contrôle d'accès ZCO;

A = point de visée arrière P607;

P = point central géométrique de la ligne de jonction

$M_{\alpha BA}$: erreur quadratique moyenne d'angle du côté AB;

S_{BA} : longueur du côté AB;

S_{BP} : distance verticale entre le point d'accès B et la ligne de jonction;

M_A : erreur quadratique moyenne du point de visée arrière A;

M_{SBA} : erreur quadratique moyenne de mesure du côté AB;

$S_{\gamma BA}$: longueur projetée du côté AB sur la ligne de jonction.

Il ressort de la formule (4) que plus la ligne de base S_{BA} est courte, plus M_{angle} est grand, c'est-à-dire l'erreur de jonction est plus importante. Théoriquement, lorsque la ligne de base du cheminement d'accès S_{BA} est infinie, l'impact de l'erreur de mesure de côté et d'angle sur la précision de la jonction peut être réduit à zéro.

Étant donné que la jonction entre l'extrémité sud du tunnel T1 et l'extrémité nord du tunnel T2 se fait dans un talweg rétréci, les conditions objectives ne permettent pas d'augmenter la longueur des lignes de base d'accès en termes d'implantation du réseau. Il s'agit d'améliorer la précision des points de contrôle d'accès et la précision d'observation de la mesure des lignes de base d'accès pour réduire l'impact causé par le côté court. On utilise, pour le tunnel T1, la technique d'observation de 2^{ème} classe du canevas GPS pour effectuer le levé sur terrain afin que la précision du canevas réponde aux exigences de 3^{ème} classe. Après calcul d'ajustement, la précision du côté le plus faible de ZC0 à P601 est de 1/115 000, ce qui est légèrement inférieur par rapport aux «normes de levé pour les travaux d'ingénierie» qui exige que l'erreur quadratique moyenne relative du canevas de 2^{ème} classe soit inférieure ou égale à 1/120 000 pour autant, cette valeur de précision est bien supérieure à celle exigée pour la précision de l'erreur quadratique moyenne relative du côté le plus faible du canevas de 3^{ème} classe.

4.2- Analyse de la précision de polygonation à l'intérieur du tunnel

Vu la forme de l'implantation du canevas dans les tunnels T1 et T2, avant l'ouverture des galeries, le levé se fait sous la forme de cheminements auxiliaires, et après l'ouverture des galeries, l'ajustement global est effectué à l'aide d'un logiciel spécifique. Prenons comme exemple le tunnel T1, la comparaison des résultats des deux méthodes de calcul est présentée dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2 : Comparaison entre le résultat de l'ajustement global et le résultat de calcul des polygones auxiliaires (en mètre)

Table 2 : Comparison between the result of the global adjustment and the calculation result of auxiliary polygons (in meters)

Position des points d'appui	Résultat de l'ajustement global			Résultat de calcul des polygones auxiliaires		Écart	
	Point	X	Y	X	Y	ΔX	ΔY
Points connus à l'entrée	P607	4026556.623	478482.107	4026556.623	478482.107		
	YD1	4026648.148	478691.602	4026648.148	478691.602		
	ZC0	4026664.371	478733.715	4026664.371	478733.715		
Tube gauche	ZE2	4027032.179	478543.904	4027032.167	478543.884	-0.012	-0.019
	Z05	4027184.312	478489.672	4027184.296	478489.642	-0.015	-0.030
	ZE3	4027412.834	478429.683	4027412.814	478429.632	-0.020	-0.051
	ZE5	4027518.723	478411.565	4027518.701	478411.505	-0.021	-0.060
	ZE6	4027568.383	478417.116	4027568.362	478417.052	-0.021	-0.064
Tube droit	YF2	4027017.460	478500.464	4027017.472	478500.482	0.011	0.018
	YF3	4027393.859	478384.462	4027393.877	478384.506	0.018	0.044
	YF4	4027477.158	478382.274	4027477.176	478382.324	0.018	0.050

Le tunnel T1 s'étend du nord au sud. Il ressort du tableau 4 que plus le front d'attaque est proche, plus l'écart de coordonnées Y de la station est grand, c'est-à-dire plus l'erreur de jonction transversale est importante. Par conséquent, afin de garantir la précision des polygones dans le tunnel, il est nécessaire de créer autant que possible de bonnes conditions d'observation et, en même temps, d'ouvrir les galeries en temps opportun pour favoriser la fermeture de cheminement.

4.3- Résultat du levé de la jonction

Lorsqu'on est engagé dans les travaux de tunnel routier, pour renforcer l'effet de marque de l'entreprise, souvent, on fait tout pour améliorer la précision du canevas lors de la préparation du plan de levé et de réduire l'erreur de point des polygones dans le tunnel, de sorte à augmenter la précision de la jonction transversale. Pour ce faire, il y a lieu de définir une nouvelle valeur de tolérance pour l'erreur quadratique moyenne de la jonction transversale, qui est généralement la moitié de la valeur spécifiée, soit 25 mm dans notre cas.

Selon les résultats du levé sur terrain après la jonction, les erreurs de jonction du tunnel T1 sont indiquées dans le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 3 : Erreurs de jonction mesurées sur le terrain du T1 (en millimètre)

Table 3 : Misalignment errors measured on the field of T1 (in millimeters)

Partie	Transversale	Longitudinale
Tube gauche	5	20
Tube droit	10	14

Il ressort du tableau 3 que les erreurs de jonction transversale des tubes gauche et droit du tunnel T1 sont tous inférieures à 25 mm, qui sont dans les limites de la tolérance définie.

Il est constaté que dans certaines circonstances, avec surclassement de l'observation du réseau GPS à l'extérieur du tunnel et en mettant en œuvre des tests intégraux de polygones des tubes gauche et droit dans le tunnel, les erreurs de jonction peuvent être conformes à la valeur de tolérance redéfinie, ce qui prouve que cette méthode d'implantation du canevas et de mise en œuvre du contrôle est adaptée aux procédés et aux exigences des travaux exécutés dans différents pays.



5- Conclusion

Lors de la mise en œuvre du levé topographique des tunnels, on rencontre souvent des conditions d'exécution complexes et des exigences techniques différentes.

Pour le tunnel T1 du Dédoublage de la RN01 entre la CHIFFA et BERROUAGHIA sur 53 KM de l'Algérie, la jonction a été réalisée avec une haute précision malgré les difficultés telles que le côté d'accès est court et les points de contrôle des polygonales dans le tunnel sont fréquemment décalés. Il est ainsi avéré que la méthode de levé de la jonction du tunnel présentée dans cet article est bien adaptable tant à l'intérieur qu'à l'extérieur du tunnel. Tout en garantissant la précision de la jonction, elle améliore en même temps la rentabilité de production, remporte une bonne réputation pour l'entreprise, et peut ainsi servir de référence pour les futurs travaux de tunnel en terme de levé.

Références bibliographiques

- (1) Wu Lianxiong, Xu Yiming et Liu Chenglong – Etablissement du canevas GPS et estimation des erreurs de jonction durant l'exécution du tunnel de Luofeng, Journal de Heilongjiang Institute of Technology, 2002.(4)36-38.
- (2) Wang Zhaoxiang – Levé topographique pour les travaux ferroviaires [M], Beijing; China Railway Publishing House, 2008 (281-282).